

COMPARAÇÃO DE CONSUMOS DE PRÉ- ESFORÇO EM TABULEIROS PRÉ- ESFORÇADOS DE BETÃO ARMADO

Soluções *in situ* versus soluções com aduelas
pré-fabricadas

FRANCISCO DE SANTIAGO SOTTOMAYOR FIGUEIRA DE SOUSA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Pedro Álvares Ribeiro do Carmo Pacheco

Co-Orientador: Engenheiro Gilberto Castro Alves

JULHO DE 2018

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2017/2018

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2017/2018 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 20018*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais

*Everything should be made as simple as possible,
but not simpler*

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

Ao entregar a dissertação de mestrado para conclusão do curso em engenharia civil quero agradecer a quem de algum modo tornou possível a sua conclusão e também a quem me acompanhou e ajudou ao longo do meu percurso académico.

À minha mãe pelo seu exemplo diário de força e otimismo, com ela aprendo que depois de um dia menos bom vem um dia cheio de oportunidades para tornar as coisas melhores. Ao meu pai, pelo seu exemplo de trabalho árduo e dedicação, com ele aprendo que a determinação é a chave para o sucesso. À minha irmã e irmãos pelo seu apoio e confiança.

Ao meu orientador, Professor Pedro Pacheco, pelos seus conselhos, pela prontidão com que sempre esclareceu as dúvidas que foram surgindo e pela simpatia com que me tratou durante todas as fases desta etapa. Agradeço-lhe também pelo gosto que aprofundou em mim por pontes na disciplina que leciona na FEUP e que me levou a propor-me fazer este estudo.

Ao meu co-orientador, engenheiro Gilberto Alves, pelo interesse, paciência e disponibilidade que demonstrou. Agradeço-lhe também os conselhos que me deu na fase inicial e pela calma que sempre me transmitiu durante o desenvolvimento da dissertação.

Quero agradecer também ao engenheiro Renato Bastos da AdF pelos ensinamentos que me transmitiu e pelos conselhos e amabilidade que sempre demonstrou.

Um agradecimento muito sentido também a todos os professores da FEUP com quem tive o prazer de aprender tanto e sem cujos ensinamentos não seria possível a concretização desta dissertação.

Agradeço também a todos os meus amigos e familiares que tanto me apoiaram, ao longo não só desta etapa final, mas também de todo o curso. Um obrigado especial ao meu tio Zé Miguel pela revisão literária e à minha prima Isabel pela sua ajuda na fase de conclusão da dissertação.

Por último, mas não menos importante, quero agradecer à Vera pela sua paciência, apoio e pelo interesse que demonstrou no meu trabalho no decorrer destes meses.

RESUMO

Na presente dissertação faz-se um estudo comparativo entre dois métodos construtivos de pontes: construção de tramos contínuos com cimbra autolanzável e construção tramo a tramo com aduelas pré-fabricadas.

Para efeitos deste estudo considerou-se a geometria do tabuleiro da ponte Anita Garibaldi.

A quantidade de pré-esforço, em ambos os casos, é resultado da condição de descompressão tendo em conta também os limites de tensão do betão e da armadura de pré-esforço estabelecidos pelo Eurocódigo 2.

É analisada a segurança para a fase de construção e para as fases de serviço a tempo inicial e a tempo infinito. Na fase de construção é considerado o faseamento construtivo tendo em conta o desenvolvimento temporal das características do betão. Da fase de serviço a tempo inicial à fase de serviço a tempo infinito são consideradas as redistribuições de esforço que ocorrem por fluência.

Não é feito qualquer estudo económico nem é efetuada a materialização dos cabos de pré-esforço, sendo apenas enunciada a solução do número de cabos e cordões.

PALAVRAS-CHAVE: Betonagem *in situ*, aduelas pré-fabricadas, consumo de pré-esforço, lançadeira, cimbra autolanzável.

ABSTRACT

In the present dissertation a comparative study is carried out between two constructive methods of bridges: construction of continuous spans with movable scaffolding system and span by span construction with precast segments.

For this study the geometry of the deck of the Anita Garibaldi bridge has been considered.

The amount of prestress, in both of these cases is a result of the decompression condition also taking in consideration the stress limits of the concrete and the prestressing reinforcement established by Eurocode 2.

Safety is analysed for the construction phase and for the initial and infinite time service phases. In the construction stage it is considered the phasing constructive taking into account the temporal development of the concrete characteristics. From the initial service phase to the infinite time service phase, we consider the stress distributions that occur through creep.

No economic study is done nor the materialization of the pre-stress cables is carried out, only the solution of the number of cables and strands is stated.

KEYWORDS: Cast *in situ*, precast segments, prestress consumption, launching gantry, movable scaffolding system.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS.....	I
RESUMO.....	III
ABSTRACT	V
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 ENQUADRAMENTO DO TRABALHO.....	1
1.2 OBJETIVOS	1
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TEXTO.....	1
2. ESTADO DE ARTE.....	3
2.1 APRESENTAÇÃO DOS MÉTODOS CONSTRUTIVOS	3
2.1.1. BETONAGEM <i>IN SITU</i>	3
2.1.1.1 Construção por avanços sucessivos com betonagem <i>in situ</i>	4
2.1.1.2 Construção de um tramo contínuo com Cimbra Autolançável.....	8
2.1.2. CONSTRUÇÃO COM ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS.....	13
2.1.2.1 Construção tramo a tramo com aduelas pré-fabricadas.....	17
2.1.2.2 Construção por avanços sucessivos com aduelas pré-fabricadas	19
2.2. NOTAS ELEMENTARES SOBRE O PRÉ-ESFORÇO	22
2.2.1. BREVE DESCRIÇÃO	22
2.2.2. A TECNOLOGIA DO PRÉ-ESFORÇO	24
2.2.2.1 Aço de pré-esforço	24
2.2.2.2 Traçados do cabo.....	27
2.2.3. MODELOS DE CÁLCULO.....	28
2.2.3.1 Acções equivalentes ao pré-esforço	28
2.2.3.2. Método dos coeficientes de Influência	32
2.2.4 CONSIDERAÇÃO DE PERDAS	33
2.2.4.1. Perdas instantâneas.....	33
2.2.4.2. Perdas Diferidas.....	39
2.2.5 PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO – OPS	41
3. CASO DE ESTUDO	45
3.1. PONTE ANITA GARIBALDI	45
3.1.2. DESAFIOS DO PROJETO	46

3.1.3 DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO.....	46
3.1.4 CICLO DE TRABALHOS	47
3.1.5 IMPACTO DO OPS	49
3.2. MATERIAIS.....	50
3.2.1. BETÃO	50
3.2.1.1. Fluência	52
3.2.1.2. Retração	53
3.2.2. AÇO DE PRÉ-ESFORÇO.....	56
3.3. AÇÕES	56
3.3.1. PESO PRÓPRIO	58
3.3.2. RESTANTES CARGAS PERMANENTES	58
3.3.3. PRÉ-ESFORÇO.....	58
3.3.4. SOBRECARGA RODOVIÁRIA.....	59
3.3.5. EQUIPAMENTO CONSTRUTIVO.....	62
3.3.5.1 Construção tramo a tramo com aduelas pré-fabricadas	62
3.3.5.2 Cimbra autolanzável	62
3.3.6. EFEITOS DIFERIDOS	63
3.4. COMBINAÇÕES.....	64
3.5 TENSÕES LIMITE	65
3.5.1 TENSÃO LIMITE NO BETÃO PARA A CONSTRUÇÃO <i>IN SITU</i>	65
3.5.2 TENSÃO LIMITE NO BETÃO PARA A CONSTRUÇÃO COM ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS	66
3.5.3 TENSÕES LIMITE NO AÇO DE PRÉ-ESFORÇO	66
3.6. CONSTRUÇÃO TRAMO CONTINUO COM CIMBRE AUTOLANÇÁVEL	67
3.6.1 MODELAÇÃO	67
3.6.2 SECÇÃO	68
3.6.3 DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO	71
3.6.4 FASEAMENTO CONSTRUTIVO.....	75
3.7. CONSTRUÇÃO TRAMO A TRAMO COM ADUELAS PRÉ-FABRICADAS	77
3.7.1 MODELAÇÃO	77
3.7.2 SECÇÃO	77
3.7.2.1 Efeito shear lag.....	77
3.7.3 DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO	78
3.7.4 FASEAMENTO CONSTRUTIVO.....	80

4. ANÁLISE DE RESULTADOS E CONCLUSÕES	85
4.1. CONSTRUÇÃO DE TRAMOS CONTÍNUOS COM CIMBRE AUTOLANÇÁVEL	85
4.1.1. FASE CONSTRUTIVA	85
4.1.1.1 Ações.....	85
4.1.1.2 Verificação de segurança.....	90
4.1.2. FASE DE SERVIÇO T_0	92
4.1.2.1 Ações.....	92
4.1.2.2 Verificação de segurança.....	93
4.1.3 FASE DE SERVIÇO T_∞	94
4.1.3.1 Ações.....	94
4.1.3.2 Verificação de segurança.....	98
4.1.4. CONSUMO DE PRÉ-ESFORÇO	99
4.2. CONSTRUÇÃO TRAMO A TRAMO COM ADUELAS PRÉ-FABRICADAS	100
4.2.1. TENSÕES NAS JUNTAS DURANTE A FASE CONSTRUTIVA	100
4.2.2. TENSÕES NO TABULEIRO	102
4.2.2.1 Acções.....	102
4.2.2.2 Verificações de segurança.....	105
4.2.2.3 Consumo de pré-esforço.....	107
4.3. CONCLUSÕES	108
4.3.1 COMPARAÇÃO DO CONSUMO DE PRÉ-ESFORÇO	108
4.3.2 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	109
4.3.3 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	110
ANEXOS.....	1
A – 1 FASEAMENTO CONSTRUTIVO PARA O MÉTODO COM BETONAGEM IN SITU.....	1

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 1 – Betonagem in situ; pormenor de vibração interna [37]	4
Fig. 2.1 2 – Ponte sobre o rio Peixe [38]	4
Fig. 2.1 3 – Ponte sobre o rio Lahn [39]	5
Fig. 2.1 4 – Construção simétrica por avanços sucessivos [20]	5
Fig. 2.1 5 – Betonagem in situ com recurso a carrinhos de avanços [36]	6
Fig. 2.1 6 – Pormenor de aplicação de pré-esforço com o avanço da consola	6
Fig. 2.1 7 – Ponte Gateway, pormenor de variação da secção ao longo do vão [41]	6
Fig. 2.1 8 – Construção da aduela 0 [42]	7
Fig. 2.1 9 – Construção assimétrico por avanços sucessivos [20]	7
Fig. 2.1 10 – Cimbra ao solo utilizado para a construção da ponte sobre a baía de Cádiz, Espanha [43]	8
Fig. 2.1 11 – Cimbra autolancável inferior, apoiado nos pilares. Viaduto Mersey, Inglaterra [45]	9
Fig. 2.1 12 – Cimbra móvel superior [44]	9
Fig. 2.1 13 – Viga principal [24]	10
Fig. 2.1 14 – Cofragem [46]	10
Fig. 2.1 15 – À esquerda, pórtico dianteiro apoiado directamente no pilar [24]; À direita, pórtico traseiro apoiado no tabuleiro executado [24]	10
Fig. 2.1 16 – Consolas de apoio [44]	11
Fig. 2.1 17 – Desenvolvimento de betonagem [51]	11
Fig. 2.1 18 – Cura do betão e pré-fabricação da armadura [24]	12
Fig. 2.1 19 – Aplicação do pré-esforço [24]	12
Fig. 2.1 20 – Abertura da cofragem exterior e lançamento da viga [24]	12
Fig. 2.1 21 – Fecho da cofragem exterior [24]	13
Fig. 2.1 22 – Aduela com múltiplas chaves de corte [21]	14
Fig. 2.1 23 – Aplicação de resina epoxy [27]	15
Fig. 2.1 24 – Esquematização de uma célula de pré-fabricação [12]	16
Fig. 2.1 25 – Linha curta de fabrico [16]	16
Fig. 2.1 26 – Esquematização do método de linha longa de fabrico [9]	17
Fig. 2.1 27 – Linha longa de fabrico [16]	17
Fig. 2.1 28 – Lançadeira superior de aduelas, construção tramo a tramo [48]	18
Fig. 2.1 29 – Lançadeira inferior de aduelas, construção tramo a tramo [48]	19
Fig. 2.1 30 – Corte transversal de uma viga de lançamento [10]	20
Fig. 2.1 31 – Corte longitudinal de uma viga de lançamento [10]	20
Fig. 2.1 32 – Construção de uma ponte com recurso a viga de lançamento [10]	20
Fig. 2.1 33 – Elevação de uma aduela pré-fabricada com recurso a uma grua [47]	21
Fig. 2.1 34 – Elevação de uma aduela com recurso a guincho de elevação [47]	22
Fig. 2.2 1 – Carregamento vertical de uma peça de betão simples	23
Fig. 2.2 2 – Carregamento vertical de uma peça de betão armado pré-esforçado com pré-esforço centrado	23
Fig. 2.2 3 – Carregamento vertical de uma peça de betão armado pré-esforçado com pré-esforço excêntrico ..	24
Fig. 2.2 4 – À esquerda, aplicações do betão pré-esforçado na América do Norte. À direita, crescimento da indústria do betão pré-esforçado nos Estados Unidos e Canadá [7]	24
Fig. 2.2 5 – 1) Decapagem; 2) Fosfatação; 3) Trefilagem; 4) Estabilização [25]	26
Fig. 2.2 6 – Diagrama de tensões-extensões do aço típico de pré-esforço [5]	27

Fig. 2.2 7 – Pré-Esforço Interior [8]	28
Fig. 2.2 8 – Pré-Esforço Exterior com pormenor de desviadores [49]	28
Fig. 2.2 9 – Configuração do cabo solicitado por uma carga uniformemente distribuída	29
Fig. 2.2 10 – Acções do cabo numa peça de betão	29
Fig. 2.2 11 – Forças atuantes no cabo [7]	30
Fig. 2.2 12 – Descomposição das forças de desvio [7]	30
Fig. 2.2 13 – Acções equivalentes ao pré-esforço e respetivos diagramas de momentos [7]	32
Fig. 2.2 14 – Perdas por atrito [19]	34
Fig. 2.2 15 – Representação do ângulo de desvio [7]	35
Fig. 2.2 16 – Diagrama de perdas de tensão linear ao longo do cabo	36
Fig. 2.2 17 – Diagrama de perdas de tensão variável ao longo do cabo	36
Fig. 2.2 18 – Diagrama de perdas devido a deslocamentos nas ancoragens	37
Fig. 2.2 19 – Cálculo da distância “a” [19]	38
Fig. 2.2 20 – Reacção do músculo do braço ao ser carregado [31]	41
Fig. 2.2 21 – Exemplo de um cimbra autolanzável com OPS integrado. Pormenor dos seus elementos principais [18]	42
Fig. 2.2 22 – Monitorização activa das deformações na estrutura	43
Fig. 2.2 23 – Efeito positivo do pré-esforço orgânico durante a betonagem [23]	43
Fig. 2.2 24 – Efeito negativo do pré-esforço tradicional na fase de esticamento dos cabos [23]	43
Fig. 3.1 1 – Ponte Anita Garibaldi [18]	46
Fig. 3.1 2 – Secção transversal do tabuleiro [18]	46
Fig. 3.1 3 – Lançadeira superior de aduelas, LG-50S [18]	47
Fig. 3.1 4 – Pré-carregamento da LG50-S	49
Fig. 3.1 5 – Posicionamento dos segmentos [18]	49
Fig. 3.2 1 – Desenvolvimento das propriedades do betão no tempo	52
Fig. 3.2 2 – Sistema de ancoragem GC da VSL [28]	56
Fig. 3.3 1 – Diagramas dos tipos de acções no tempo [50]	57
Fig. 3.3 2 – Esquema de aplicação do LM1 [4]	61
Fig. 3.3 3 – Divisão da faixa de rodagem	61
Fig. 3.3 4 – Divisão em notional lanes	61
Fig. 3.3 5 – Lançadeira superior de aduelas apoiada directamente nos pilares [13]	62
Fig. 3.3 6 – Desenho esquemático da acção do cimbra sobre o tabuleiro	63
Fig. 3.6 1 – Modelo de barras desenvolvido para o método construtivo com betonagem in situ	67
Fig. 3.6 2 – Diagrama de momentos no caso de comprimento de vãos de extremidade igual ao do vão tipo	68
Fig. 3.6 3 – Diagrama de momentos no caso de comprimento de vãos de extremidade 30% inferior ao do vão tipo	68
Fig. 3.6 4 – Secção em Caixa proposta pela SETRA [10]	69
Fig. 3.6 5 – Espessura mínima das almas para garantir o recobrimento das armaduras e boas condições de ancoragem [10]	69
Fig. 3.6 6 – Espessura mínima do banzo inferior para garantir o recobrimento das armaduras e boas condições de ancoragem [10]	69
Fig. 3.6 7 – Dimensões da secção a meio vão e sobre os pilares	71
Fig. 3.6 8 – Diagrama de momentos da quase-permanente de acções	71

Fig. 3.6 9 – Traçado do cabo	72
Fig. 3.6 10 – Determinação do ponto de inflexão.....	72
Fig. 3.6 11 – Descriminação dos digramas de momentos provocados pelas diferentes componentes do pré-esforço	73
Fig. 3.6 12 – Traçado inicial de pré-esforço	74
Fig. 3.6 13 – Traçado otimizado de pré-esforço.....	74
Fig. 3.6 14 – Comparação dos momentos provocados pelos diferentes traçados de pré-esforço	75
Fig. 3.6 15 – Modelação do faseamento construtivo.....	76
Fig. 4.1 1 – Diagrama de momentos do peso próprio na fase 1	85
Fig. 4.1 2 – Diagrama de momentos do peso próprio na fase 9	86
Fig. 4.1 3 – Diagrama de momentos do peso próprio na fase 17	86
Fig. 4.1 4 – Diagrama de momentos do cimbre na fase 2	87
Fig. 4.1 5 – Diagrama de momentos do descimbramento na fase 8.....	87
Fig. 4.1 6 – Diagrama de momentos do cimbre na fase 14.....	87
Fig. 4.1 7 - Diagrama de momentos do descimbramento na fase 4.....	88
Fig. 4.1 8 – Diagrama de momentos do descimbramento na fase 10.....	88
Fig. 4.1 9 – Diagrama de momentos do descimbramento na fase 16.....	88
Fig. 4.1 10 – Diagrama de momentos do pré-esforço na fase 1	89
Fig. 4.1 11 – Diagrama de momentos do pré-esforço na fase 9	89
Fig. 4.1 12 – Diagrama de momentos do pré-esforço na fase 17	90
Fig. 4.1 13 – Diagrama de tensões na fase 1	90
Fig. 4.1 14 – Diagrama de tensões na fase 7	91
Fig. 4.1 15 – Diagrama de tensões na fase 14	91
Fig. 4.1 16 – Diagrama da envolvente de tensões da fase construtiva	91
Fig. 4.1 17 – Diagrama de momentos do peso próprio no final da construção	92
Fig. 4.1 18 – Diagrama de momentos do equipamento construtivo no final da construção	92
Fig. 4.1 19 – Diagrama de momentos das restantes cargas permanentes	93
Fig. 4.1 20 – Diagrama de momentos do pré-esforço no final da construção	93
Fig. 4.1 21 – Diagrama de tensões na fase inicial de serviço	94
Fig. 4.1 22 – Diagrama de momentos do peso próprio com redistribuição de esforços	94
Fig. 4.1 23 – Diagrama de momentos do equipamento construtivo com redistribuição de esforços	95
Fig. 4.1 24 – Diagrama de momentos do pré-esforço inicial com redistribuição de esforços.....	95
Fig. 4.1 25 – Diagrama de momentos das perdas diferidas	96
Fig. 4.1 26 – Diagrama de momentos do pré-esforço final	96
Fig. 4.1 27 – Diagrama de momentos das restantes cargas permanentes	97
Fig. 4.1 28 – Envolvente do diagrama de momentos do TS da sob. rod.	97
Fig. 4.1 29 – Envolvente do diagrama de momentos da UDL da sob. rod.	97
Fig. 4.1 30 – Envolvente do diagrama de momentos da TS+UDL da sob. rod.	98
Fig. 4.1 31 – Envolvente do diagrama de tensões da combinação quase-permanente	98
Fig. 4.1 32 – Envolvente do diagrama de tensões da combinação frequente.....	99
Fig. 4.2 1 – Histograma do esforço axial nas frames de suspensão, fase 1	100
Fig. 4.2 2 – Histograma do esforço axial nas barras de suspensão, fase 4	101
Fig. 4.2 3 – Esforços na junta de ligação de aduelas, fase 4	101
Fig. 4.2 4 – Esforços na junta de ligação de aduelas, fase 5	102
Fig. 4.2 5 – Diagrama de momentos do peso próprio	103

Fig. 4.2 6 – Diagrama de momentos das restantes cargas permanentes	103
Fig. 4.2 7 – Diagramas de momentos da sobrecarga rodoviária	103
Fig. 4.2 8 – Diagramas de momentos do pré-esforço	104
Fig. 4.2 9 – Diagramas de perdas instantâneas	104
Fig. 4.2 10 – Diagramas de perdas diferidas	105
Fig. 4.2 11 – Diagramas de tensões da fase construtiva	105
Fig. 4.2 12 – Diagrama de tensões da fase de serviço t_0	106
Fig. 4.2 13 – Diagrama de tensões da combinação quase permanente na fase de serviço t_{\square}	106
Fig. 4.2 14 – Diagrama de tensões da combinação frequente na fase de serviço t_{\square}	107
Fig. 4.2 15 – Diagrama de tensões da combinação característica na fase de serviço t_{\square}	107
Fig. A.1 1 – Diagrama de tensões na fase 2	1
Fig. A.1 2 – Diagrama de tensões na fase 3	1
Fig. A.1 3 – Diagrama de tensões na fase 4	1
Fig. A.1 4 – Diagrama de tensões na fase 5	2
Fig. A.1 5 – Diagrama de tensões na fase 6	2
Fig. A.1 6 – Diagrama de tensões na fase 8	2
Fig. A.1 7 – Diagrama de tensões na fase 9	3
Fig. A.1 8 – Diagrama de tensões na fase 10	3
Fig. A.1 9 – Diagrama de tensões na fase 11	3
Fig. A.1 10 – Diagrama de tensões na fase 12	4
Fig. A.1 11 – Diagrama de tensões na fase 13	4
Fig. A.1 12 – Diagrama de tensões na fase 15	4
Fig. A.1 13 – Diagrama de tensões na fase 16	5

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3. 1 – Ciclo de trabalhos da LG50-S [18]	48
Tabela 3. 2 – Características do betão	50
Tabela 3. 3 – Desenvolvimento das propriedades do betão com o tempo	51
Tabela 3. 4 – Valores de k_h em função de h_0	54
Tabela 3. 5 – Valores de $\epsilon_{cd,0}$ em função da HR e da classe do betão [5].....	55
Tabela 3. 6 – Valores discriminados da extensão por retracção para cada um dos métodos estudados	55
Tabela 3. 7 – Especificações técnicas do GC System da VSL	56
Tabela 3. 8 – Caso de carga RCP	58
Tabela 3. 9 – Divisão da faixa de rodagem em notional lanes [4].....	60
Tabela 3. 10 – Valores característicos do LM1 [4]	60
Tabela 3. 11 – Valores dos factores redutores Ψ_i	62
Tabela 3. 12 – Combinações de ELS	64
Tabela 3. 13 – Limites de tensão no betão	65
Tabela 3. 14 – Limites de tensão no betão	66
Tabela 3. 15 – Expressões de pré-dimensionamento das espessuras da secção [15].....	70
Tabela 3. 16 – Características das secções	72
Tabela 3. 17 – Faseamento construtivo	76
Tabela 3. 18 – Características da secção	80
 Tabela 4. 1 – Comparação dos consumos de pré-esforço	 109

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

Letras Latinas:

A – Área da secção transversal

A_p – Área da secção transversal dos cabos de pré-esforço

b – Largura do banzo

b_{eff} – Largura do banzo efetivo

b_w – Largura da alma

BERD – *Bridge Engineering Research Design*

e – excentricidade

EC – Eurocódigo

ELS – Estado Limite de Serviço

ELU – Estado Limite Último

f – Flecha a meio vão

f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura de compressão do betão aos 28 dias

f_{cm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão

E_{cm} – Módulo de elasticidade secante do betão

f_{ctm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples

f_{ctk} – Valor da tensão de rotura do betão à tração para o quantilho de 5%

f_{pk} – Valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço

$f_{p0,1k}$ – Tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% à tração do aço da armadura de pré-esforço

$G_{k,j}$ – Ação permanente

$G_{k,i}$ – Ação variável

h_0 – espessura equivalente do elemento, em mm.

I – Momento de inércia

inf. – Inferior

k – Desvio angular parasita para armaduras interiores

kN – Kilonewton

kPa – Kilopascal

LM – *Load Model*

M – Momento fletor

m – Metro

mm – Milímetro

Mpa – Megapascal

OPS – Organic Prestressing System

P – Força de pré-esforço

PP – Peso Próprio

RCP – Restantes Cargas Permanentes

RH – Humidade Relativa do meio ambiente

Rod – Rodoviária

Δs – comprimento de reentrada das cunhas

SOB – Sobrecarga

sup. – Superior

u – Parte do perímetro do elemento em contacto com o ambiente

Letras Gregas:

α – Coeficiente térmico

$\alpha_{1/2/3}$ – coeficientes que têm em conta a influência da resistência do betão

$\beta(f_{cm})$ – Factor que tem em conta a influência da resistência do betão no coeficiente de fluência

$\beta(t_0)$ – Factor que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento no coeficiente de fluência

$\beta_c(t, t_0)$ – coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento

$\beta_{cc}(t)$ – coeficiente que depende da idade do betão

β_H – Coeficiente que depende da humidade relativa (RH em %) e da espessura equivalente do elemento.

$\beta_{cc}(t)$ – coeficiente que depende da idade do betão

ϵ_{cs} – extensão total de retracção

ϵ_{c0} – deformação instantânea do betão

ϵ_{ct} – deformação total do betão

ϵ_{cc} – deformação do betão por fluência

μ – Coeficiente de Poisson; Coeficiente de atrito entre a armadura de pré-esforço e a sua bainha

σ – Tensão

φ_0 – Coeficiente de fluência

φ_{RH} – Factor que tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência

1. INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO DO TRABALHO

O presente trabalho trata de um tipo de construções do ramo da engenharia civil classificadas como “obras de arte”: as pontes. Estas estruturas são assim designadas por possuírem características que as tornam únicas.

Desde a pré-história que se verifica a necessidade de unir locais fisicamente separados. Foi como resposta a essa necessidade que surgiram as pontes, inicialmente estruturas muito rudimentares que poderiam consistir simplesmente numa pedra ou num tronco de madeira, mas que ao longo do tempo, devido à sua importância, se foram desenvolvendo, atingindo atualmente um nível de complexidade elevado.

As pontes podem ser compreendidas não apenas como um elemento estrutural, que permite vencer uma separação física entre dois lugares, mas também como uma estrutura social, que torna possível a união entre espaços e consequentemente entre as pessoas que neles habitam.

Hoje em dia tem-se como principais fatores de escolha de qual o método construtivo a utilizar para conceber uma ponte o custo, o tempo e a segurança.

Sendo o consumo de pré-esforço parte integrante das três componentes supramencionadas, é normal que a estratégia (relativa a esta matéria) definida pelo engenheiro na concretização da ponte, procure ser aquela que consome menos pré-esforço e que dure menos tempo, sem comprometer a segurança da estrutura e das pessoas.

1.2 OBJETIVOS

A presente dissertação tem como objetivo aferir a quantidade de pré-esforço associada à opção por dois métodos construtivos, nomeadamente, pré-fabricação e betonagem *in situ*.

O consumo de pré-esforço será calculado em kg de aço por vão. A geometria do tabuleiro terá por base a ponte Anita Garibaldi cujo tabuleiro foi concebido com um equipamento fornecido pela empresa BERD no decorrer dos anos 2013-2014.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TEXTO

A presente dissertação será dividida em quatro capítulos principais.

No segundo capítulo será abordado o estado de arte, onde será feito um estudo bibliográfico sobre métodos construtivos de pontes e onde será também efetuado um estudo sobre o pré-esforço.

No terceiro capítulo será feita a descrição da ponte Anita Garibaldi, bem como do método utilizado na construção do tabuleiro. Posteriormente será descrita toda a metodologia utilizada pelo autor no trabalho para concretização do objetivo.

No quarto e último capítulo serão apresentados os esforços e tensões resultantes da aplicação de cada um dos métodos construtivos. Neste capítulo serão também apresentados os consumos de pré-esforço bem como as principais conclusões do trabalho.

2. ESTADO DE ARTE

2.1 APRESENTAÇÃO DOS MÉTODOS CONSTRUTIVOS

Atualmente são inúmeras as soluções construtivas existentes para a execução de uma ponte. Na sua conceção, não se pode deixar de ter presentes quatro aspetos fundamentais: o sistema estrutural, a secção transversal, os materiais e o processo construtivo. Estas quatro vertentes são a base sobre a qual assenta todo o desenvolvimento da construção e a vida útil da ponte. Por isso, as decisões que se tomam em relação a cada uma delas devem ser sempre fruto de um estudo detalhado [8].

Pelo que foi dito no parágrafo anterior, depreende-se que, ainda que o objeto desta dissertação incida mais profundamente sobre os métodos construtivos de pontes, não seria possível levar a bom termo o propósito sem estudar também os restantes aspetos a ter em conta na sua conceção.

No presente capítulo o leitor poderá encontrar dois subcapítulos principais que dizem respeito aos tipos de betonagem que se pode utilizar na conceção de pontes, a betonagem *in situ* e a betonagem com recurso a elementos pré-fabricados. Em cada um desses subcapítulos serão descritos os métodos construtivos objeto de estudo desta dissertação, construção de um tramo contínuo com cimbra autolancável e construção tramo a tramo com aduelas pré-fabricadas bem como outros dois métodos que o autor considerou interessante considerar dada a sua relevância, construção por avanços sucessivos com betonagem *in situ* e construção por avanços sucessivos com aduelas pré-fabricadas.

2.1.1. BETONAGEM *IN SITU*

A betonagem *in situ* é, tal como o próprio nome indica, uma betonagem que se faz no local. Com efeito, os elementos são betonados naquela que será a sua posição final no tabuleiro facilitando deste modo o controlo geométrico.

No entanto, é necessário esperar que cada segmento, ao ser betonado, ganhe a resistência necessária para, por um lado se poder aplicar pré-esforço de ligação ao segmento anterior e por outro ser capaz de suportar o elemento seguinte.

É muito importante, como se explica mais à frente neste trabalho, ter em conta o facto de os elementos serem betonados um a um e por isso terem idades diferentes, visto que, algumas características, como o módulo de elasticidade, se desenvolvem com o tempo e podem ter uma influência não desprezável no comportamento estrutural da ponte.

A deformação de uma consola com recurso a este tipo de betonagem é, em muitos casos, duas ou três vezes maior que a deformação da mesma consola com recurso a aduelas pré-fabricadas. Os efeitos locais provocados pelas ancoragens do pré-esforço num betão novo devem sempre ser tidos em conta neste tipo de betonagem. [9]

O processo de betonagem propriamente dito pode ser feito de diversas maneiras, como por exemplo com baldes içados por guias, ou por bombeamento. Independentemente do modo como se proceda à betonagem deve-se ter cuidado para que a consolidação do betão seja bem-feita e sem ocorrências de

segregação dos materiais constituintes do mesmo. Para que isso aconteça, procede-se à vibração do betão na cofragem, utilizando técnicas de vibração interior (Fig. 2.1 | 1) ou exterior.



Fig. 2.1 | 1 – Betonagem *in situ*; pormenor de vibração interna [37]

2.1.1.1 Construção por avanços sucessivos com betonagem *in situ*

A primeira ponte construída recorrendo a este método, erigida no ano de 1931 pelo Eng^o. Emílio H. Baumgarten, foi a ponte de Santa Catarina, sobre o rio Peixe, no Brasil (Fig. 2.1 | 2). Foi uma ponte de três vãos com comprimentos de 23,67, 68 e 26,76 metros, perfazendo um total de aproximadamente 120 m. Na altura, este método foi pouco reconhecido, tendo sido utilizado na construção de apenas 3 ou 4 pontes de pequena importância [32]. O seu insucesso na altura deveu-se à grande quantidade de armadura que era necessária para resistir ao momento fletor e assegurar a não ocorrência de fissuração no topo do tabuleiro.

O método viria a ser retomado 20 anos mais tarde na construção de uma ponte em Balduinstein, Alemanha, sobre o rio Lahn (Fig. 2.1 | 3). Esta ponte particulariza-se por ter sido a primeira ponte de betão armado pré-esforçado construída com recurso a carrinhos de avanços, o que, para a época foi uma novidade [32].



Fig. 2.1 | 2 – Ponte sobre o rio Peixe [38]



Fig. 2.1 | 3 – Ponte sobre o rio Lahn [39]

Construção Simétrica por avanços sucessivos

A construção simétrica por avanços sucessivos pressupõe o avanço da superestrutura a partir de ambos os lados dos pilares. Segundo [20] o segmento sobre o pilar, a partir do qual se dão os avanços sucessivos tem geralmente entre 6 a 12 m. Com o intuito de balancear as duas consolas, o avanço vai-se fazendo de modo simétrico a partir dos dois lados. No entanto, segundo [33] dificilmente se consegue uma simetria perfeita o que provoca sobre os pilares esforços que não podem ser ignorados na altura da conceção dos mesmos. Muitas vezes, neste tipo de construção, são utilizados pilares com pré-esforço vertical como suporte temporário (Fig. 2.1 | 4).

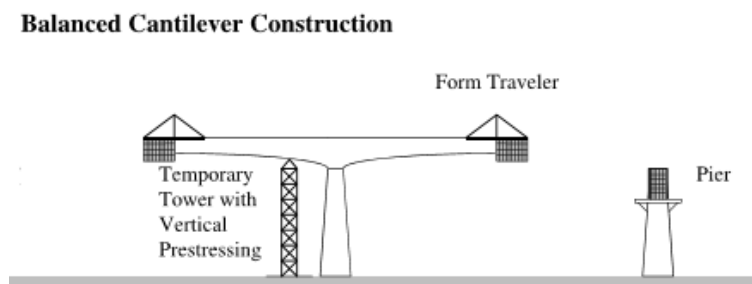


Fig. 2.1 | 4 – Construção simétrica por avanços sucessivos [20]

A construção simétrica por avanços sucessivos poder ser feita com recurso a elementos pré-fabricados ou a equipamentos que executam a betonagem dos elementos *in situ*. Os equipamentos mais comuns no caso da betonagem *in situ* são os chamados carrinhos de avanços - estrutura metálica que se apoia no último segmento construído e que permite a betonagem do elemento seguinte (Fig. 2.1 | 5).



Fig. 2.1 | 5 – Betonagem *in situ* com recurso a carrinhos de avanços [36]

Neste método construtivo, com o desenvolvimento da consola vão se gerando momentos negativos na zona superior da secção transversal e nos apoios. Por esta razão, e de modo a contrariar esses esforços, à medida que vão sendo assemblados elementos ao tramo, vão-se adicionando cabos de pré-esforço superiores que se prolongam desde os pilares até ao último segmento (Fig. 2.1 | 6)

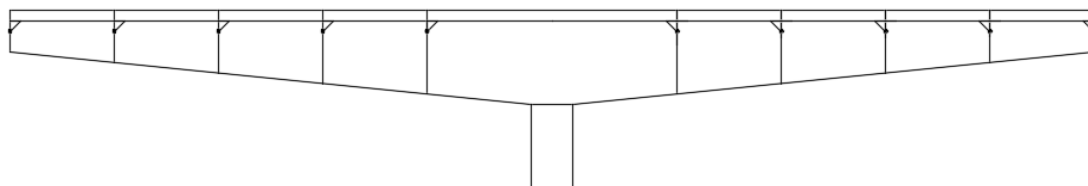


Fig. 2.1 | 6 – Pormenor de aplicação de pré-esforço com o avanço da consola

Os momentos negativos que surgem sobre os apoios como resultado do processo construtivo são muito elevados e por isso, de modo a balancear geometricamente as tensões a meio vão e sobre os pilares, faz-se variar as dimensões da secção transversal (Fig. 2.1 | 7).



Fig. 2.1 | 7 – Ponte Gateway, pormenor de variação da secção ao longo do vão [41]

A construção inicia-se a partir dos pilares sendo o elemento sobre estes designados por aduela 0. Para a concretização da aduela 0 são utilizadas cofragens apoiadas em cimbres ao solo ou diretamente nos pilares, caso a altura o justifique (Fig. 2.1 | 8). A construção desta aduela, por causa da sua geometria e tamanho, demora consideravelmente mais tempo do que as restantes [20].



Fig. 2.1 | 8 – Construção da aduela 0 [42]

Construção assimétrica por avanços sucessivos

A construção progressiva a partir de apenas um dos lados dos pilares diferencia-se na sua essência da construção simétrica a partir dos mesmos por ter uma direção única de construção. Todos os segmentos vão sendo colocados sucessivamente na ponta da consola ao longo dos tramos. Muitas vezes são usadas torres provisórias com tirantes anexados no seu topo que servem para suportar a consola ou então pilares temporários para suporte das mesmas (Fig. 2.1 | 9).

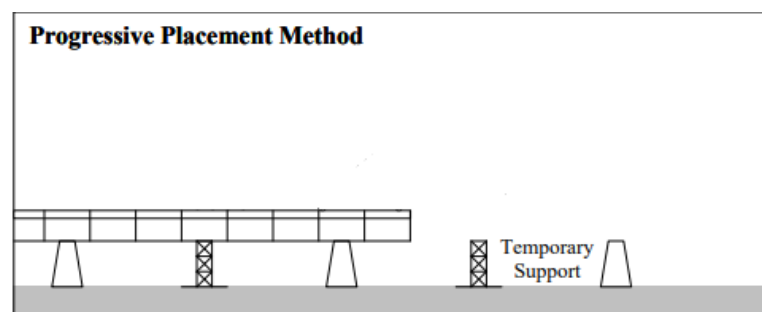


Fig. 2.1 | 9 – Construção assimétrico por avanços sucessivos [20]

Segundo [33] este método é competitivo para vãos entre os 30 e 50 metros enquanto a construção simétrica também o é para vãos com comprimento muito superior.

A construção assimétrica por avanços sucessivos tem diversas vantagens entre as quais se podem destacar as seguintes:

- O facto de só haver uma frente de trabalho, porque como já foi dito anteriormente, só se constrói numa direção, facilita o processo de controlo.

- Do ponto de vista estrutural, a construção progressiva a partir de apenas um dos lados do pilar é vantajosa no que toca à conceção da subestrutura.
- A única carga vertical que se faz sentir durante a construção é o peso próprio do tabuleiro.
- Em comparação com a construção simétrica, a relação de esforços que se faz sentir entre a superestrutura e os pilares é mais simples.

No entanto, existem também algumas desvantagens como:

- O facto de a construção só se dar numa direção torna o avanço da obra consideravelmente mais lento.
- A estrutura durante o processo construtivo passa por tensões muito diferentes daquelas que se verificarão posteriormente na fase de serviço. Por essa razão, neste caso, a estrutura necessita de ser reforçada por armadura de pré-esforço temporário.
- Segundo [33] deve também ser tida em conta a dificuldade que se verifica ao erigir o primeiro tramo com este método. Normalmente, nesta fase, é necessário recorrer a outros métodos construtivos.

2.1.1.2 Construção de um tramo contínuo com Cimbre Autolançável

Os cimbres são estruturas provisórias, de madeira ou metal, que têm como principal função suportar a cofragem. Este tipo de estruturas pode ser erigido diretamente do solo, adquirindo o nome de “Cimbre ao Solo” (Fig. 2.1 | 10) ou pode ter a designação de “Cimbre Autolançável” quando suportado pelos encontros ou pilares da ponte, podendo também apoiar-se na parte já construída do seu tabuleiro.

O Cimbre ao Solo não será aqui abordado; importa, no entanto, referir que é um método muito eficiente na construção de pontes pouco extensas, com uma altura pouco elevada e em solos regulares.



Fig. 2.1 | 10 – Cimbre ao solo utilizado para a construção da ponte sobre a baía de Cádiz, Espanha [43]

Cimbre autolançável, superior e inferior

Os Cimbres autolançáveis, consoante a sua posição relativamente ao tabuleiro, podem ser designados: Cimbre autolançável inferior (Fig. 2.1 | 11) e Cimbre autolançável Superior (Fig. 2.1 | 12).

A escolha a adotar numa determinada ponte prende-se em fatores como: a forma dos pilares e facilidade de fixação do cimbre aos mesmos, o raio de curvatura em planta, o número de vãos e o

comprimento a vencer, sequência de construção pretendida e a necessidade ou não de altura livre acima do tabuleiro [31].



Fig. 2.1 | 11 – Cimbra autolanzável inferior, apoiado nos pilares. Viaduto Mersey, Inglaterra [45]



Fig. 2.1 | 12 – Cimbra móvel superior [44]

O cimbra é constituído por uma estrutura metálica que avança do tramo construído para o tramo a construir. As partes que constituem a estrutura-base de um cimbra autolanzável são:

- Viga principal – este elemento é constituído por duas vigas treliçadas de tamanho ajustável, o que permite a sua adaptação a diferentes gamas de vão (Fig. 2.1 | 13);



Fig. 2.1 | 13 – Viga principal [24]

- Cofragem – elementos que compõem o sistema estrutural da ponte. Para a idealização desta parte do cimbra, deve-se fazer um estudo cuidadoso das condições de apoio e dos principais caminhos de força (Fig. 2.1 | 14);



Fig. 2.1 | 14 – Cofragem [46]

- Pórticos de apoio – São os elementos que sustentam o cimbra no caso de ser superior. Existem dois tipos de pórticos de apoio: os traseiros, que assentam no solo, caso se trate de um tramo junto aos encontros ou no tabuleiro, caso se trate de um tramo intermédio; e os pórticos dianteiros que assentam directamente sobre os pilares (Fig. 2.1 | 15)



Fig. 2.1 | 15 – À esquerda, pórtico dianteiro apoiado directamente no pilar [24]; À direita, pórtico traseiro apoiado no tabuleiro executado [24]

- Consolas de apoio – São os elementos que sustentam o cimbra no caso de ser inferior. As consolas são estruturas metálicas fixadas nos pilares e que servem de apoio à parte dianteira dos cimbres autolanzáveis inferiores. Na zona traseira, estes cimbres são suspensos na ponte já construída (Fig. 2.1 | 16).



Fig. 2.1 | 16 – Consolas de apoio [44]

Processo de movimentação do cimbra autolanzável

Durante a betonagem o cimbra encontra-se apoiado nos pórticos traseiros e dianteiros com o sistema de cofragem fechado. Geralmente, em construções tramo a tramo com cimbra autolanzável faz-se a betonagem de $4/5$ de vão antes do pilar e $1/5$ de vão depois deste, sendo o betão colocado da parte dianteira em direção à parte traseira. Esta forma de proceder permite atenuar os momentos que se fazem sentir no vão durante a sua betonagem devido à já presente consola com comprimento de $1/5$ de vão (Fig. 2.1 | 17) [24].

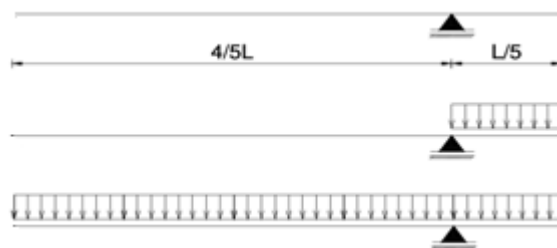


Fig. 2.1 | 17 – Desenvolvimento de betonagem [51]

Uma alternativa ao modo de betonagem ilustrado na figura anterior consiste em betonar simetricamente a consola e o restante vão a partir do pilar da frente. Durante o processo de cura do betão do vão acabado de betonar, procede-se à pré-fabricação da armadura do tramo seguinte, aumentando deste modo a eficiência do processo (Fig. 2.1 | 18).

Tendo o betão já ganho resistência suficiente, é aplicado o pré-esforço (Fig. 2.1 | 19) e é feita a movimentação do cimbra. Para isso, é efetuada a abertura da cofragem exterior dando-se início ao lançamento da viga (Fig. 2.1 | 20).

Assim que o cimbre atinge a sua posição final, procede-se ao fecho da cofragem exterior (Fig. 2.1 | 21 – Fecho da cofragem exterior [24]) [24].

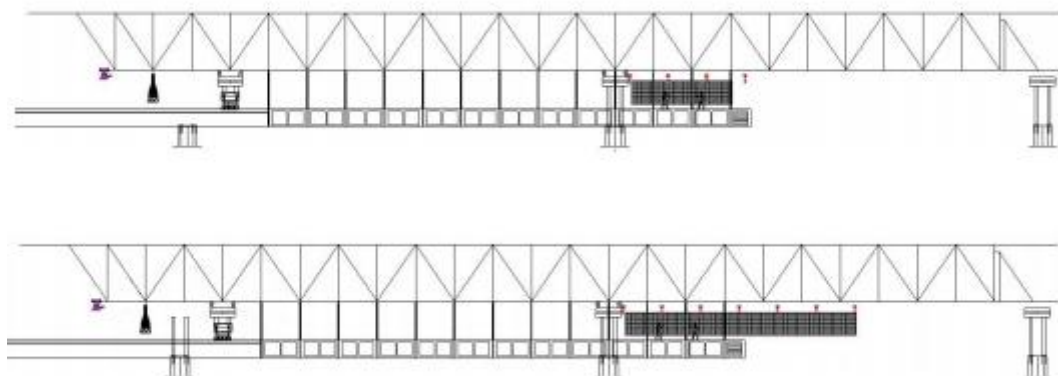


Fig. 2.1 | 18 – Cura do betão e pré-fabricação da armadura [24]



Fig. 2.1 | 19 – Aplicação do pré-esforço [24]

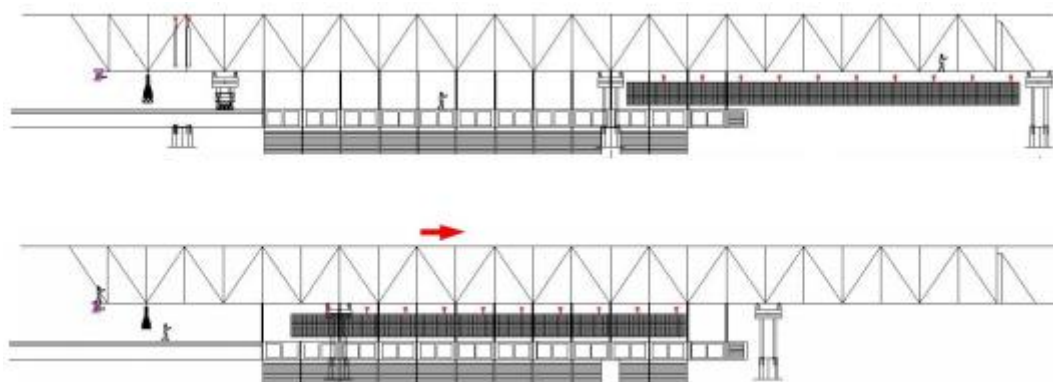


Fig. 2.1 | 20 – Abertura da cofragem exterior e lançamento da viga [24]

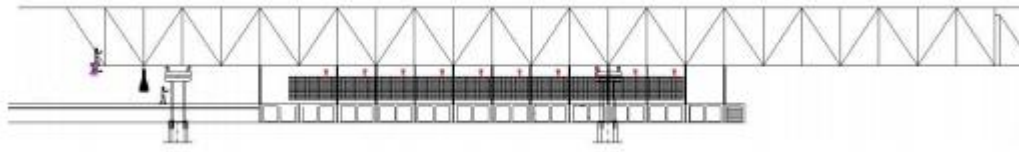


Fig. 2.1 | 21 – Fecho da cofragem exterior [24]

Ciclo de trabalhos

Através da utilização de cimbres autolanzáveis, é possível obter ciclos de construção de um tramo da ponte de cerca de uma semana. A sequência de trabalhos é a seguinte:

- 1º Dia - Aplicação de pré-esforço após cura do betão;
- 2º Dia - Abertura das cofragens, lançamento do cembre e reposicionamento das cofragens;
- 3º Dia - Colocação das armaduras, idealmente pré-montadas em estaleiro;
- 4º Dia - Betonagem;
- 5º e 6º Dia - Cura do betão.

2.1.2. CONSTRUÇÃO COM ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS

A execução de obras de arte com recurso a elementos pré-fabricados surge como resposta à necessidade de industrialização da sua construção. A principal diferença entre este tipo de construção e a construção *in situ*, é que os elementos de pré-fabricação são betonados em local diferente do da obra, sendo posteriormente para lá transportados.

A utilização deste tipo de elementos relativamente à betonagem *in situ* tem vantagens tais como:

- A industrialização da sua produção, que permite um controlo mais fácil e rigoroso das características das aduelas antes de serem colocadas no tabuleiro;
- O facto de tornar mais eficiente o uso da cofragem, pois permite que esta seja utilizado em diferentes obras;
- Torna possível eliminar do planeamento da obra a fase de betonagem da superestrutura já que os elementos podem ser feitos contemporaneamente à subestrutura;
- A assemblagem das aduelas no tabuleiro é feita em tempo mais reduzido visto que não é necessário esperar que o betão ganhe resistência;
- Os elementos pré-fabricados são colocados em obra algum tempo depois de estarem armazenados, o que faz com que fenómenos como a retração e a fluência ocorram em menor escala depois das aduelas serem assembladas ao tabuleiro [33].

No entanto, existem também algumas desvantagens:

- O investimento na oficina de pré-fabricação, bem como nos equipamentos necessários para a elevação, transporte e colocação das aduelas na zona de armazenamento é muito elevado;
- Em obras de grandes dimensões, em que o número de aduelas é significativo, não se pode deixar de considerar o espaço necessário ao seu armazenamento;
- Em tabuleiros com aduelas pré-fabricadas, na zona de ligação entre elas, não há armadura passiva e por isso os critérios de tensões nessas zonas são mais limitativos;

- É necessário um elevado controlo geométrico durante a fabricação e a colocação das aduelas na superestrutura.

Ligação entre aduelas pré-fabricadas

Na construção de pontes por segmentos pré-fabricados, as zonas de ligação devem ser dimensionadas de modo a serem capazes de transmitir da melhor forma os esforços de corte e a sua conceção deve ser simples, mas não muito sensível às condições atmosféricas.

Com a finalidade de aumentar a transmissão dos esforços de corte entre aduelas adjacentes, não devem existir diferenças geométricas entre as suas superfícies de ligação. Para cumprir esta condição, procura-se que durante o processo de fabrico, as aduelas sejam betonadas contra as suas adjacentes, a esta técnica dá-se o nome de *Match-Casting*

As juntas de ligação das aduelas pré-fabricadas podem ser feitas a seco ou com recurso a resina de *epoxy*, caso em que adquirem o nome de juntas coladas.

- Juntas secas:

As juntas secas caracterizam-se pela transmissão dos esforços cortantes através do contacto direto entre as superfícies de betão. Nas suas superfícies de ligação, as aduelas são munidas de umas reentrâncias ao longo das almas, designadas chaves de corte (Fig. 2.1 | 22).

Este tipo de juntas, por não serem totalmente impermeáveis, não são capazes de garantir a proteção da armadura de pré-esforço. Por essa razão, em construções com juntas secas, não é permitida a utilização de pré-esforço interior, utilizando-se unicamente pré-esforço exterior cuja proteção se garante mediante barreiras específicas [21].

Quando se utiliza este tipo de juntas a montagem das aduelas é rápida, no entanto, como o pré-esforço exterior só se pode aplicar no final da construção da estrutura, o tabuleiro não apresenta continuidade entre os seus elementos, tornando-se necessário suportar as aduelas com recurso a uma lançadeira [21].



Fig. 2.1 | 22 – Aduela com múltiplas chaves de corte [21]

- Juntas coladas:

Neste tipo de juntas, antes da montagem dos elementos pré-fabricados, coloca-se ao longo de uma das superfícies de contacto, resina *epoxy* (Fig. 2.1 | 23). A resina não deve ser considerada como um elemento de resistência aos esforços de corte, a sua função é apenas melhorar o contacto entre as aduelas e proporcionar impermeabilidade à junta.

A utilização de resina *epoxy* apresenta a condicionante de ter que se garantir uma compressão mínima de 0,2 MPa [9] nas juntas durante a construção, o que provoca uma assemblagem das aduelas no tabuleiro mais complicada e obriga à necessidade de introduzir pré-esforço definitivo à medida que a construção progride. Estas operações implicam um menor rendimento de construção do que quando se utilizam juntas secas, por isso, este tipo de junta só é utilizado em construções em que não seja possível a utilização de juntas seca devido à necessidade de pré-esforço interior [21].



Fig. 2.1 | 23 – Aplicação de resina epoxy [27]

Para um estudo mais aprofundado deste tema aconselha-se ao leitor a bibliografia [22], [12] e [16].

Processo de fabrico de aduelas pré-fabricadas

O processo de fabrico das aduelas pré-fabricadas pode ser feito por meio de dois sistemas diferentes de fabricação, conforme as condicionantes do estaleiro onde os elementos são concebidos e as características da obra de arte em causa.

- Linha-Curta de fabrico

Nesta técnica de betonagem é feita em células de pré-fabricação (Fig. 2.1 | 24) com a dimensão de apenas um segmento e as aduelas são betonadas uma a uma adjacente, de modo a que se obtenha uma junta compatível (*match-casting*). Depois de betonada e após a cura inicial, a aduela que serviu de encosto para a realização da junta compatível é armazenada e o novo segmento assume a sua posição (Fig. 2.1 | 25) [12].

A Linha-Curta de fabrico pode ser feita na horizontal com ou sem curvatura ou na vertical. Para que o alinhamento da ponte seja respeitado, é necessário um ajuste cuidadoso da cofragem antes da betonagem de cada elemento. O espaço de trabalho necessário para a concretização das aduelas através deste método é reduzido.

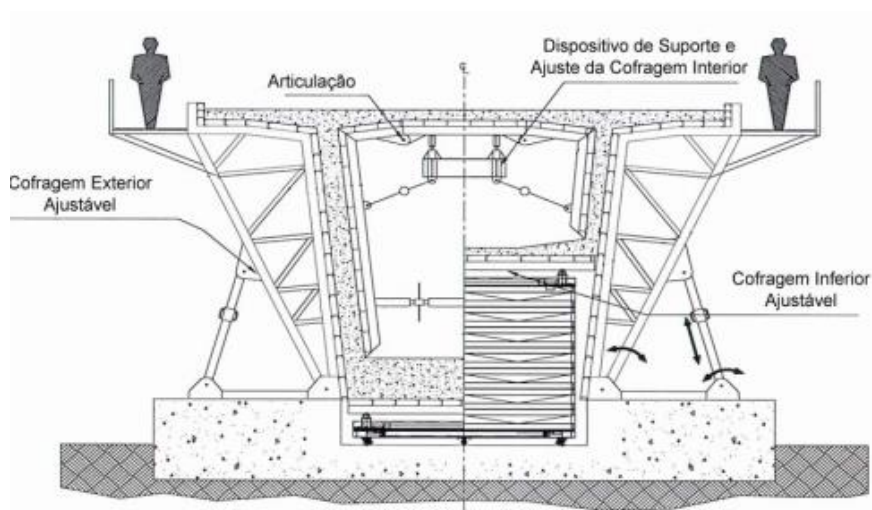


Fig. 2.1 | 24 – Esquematização de uma célula de pré-fabricação [12]



Fig. 2.1 | 25 – Linha curta de fabrico [16]

- Linha-Longa de fabrico

Neste método, todos os elementos são betonados na devida posição relativa, sobre uma cofragem, que reproduz o perfil exato da ponte.

O primeiro segmento a ser feito é aquele sobre os pilares e a partir daí são betonados os elementos que partem, quer do lado esquerdo quer do lado direito. Se forem usadas duas cofragens móveis, uma de cada lado, é possível betonar simetricamente, o que torna o processo mais rápido (Fig. 2.1 | 26).

Em relação à linha-curta de fabrico, esta apresenta vantagens como a facilidade de controlo geométrico da ponte e a não necessidade de armazenar as aduelas logo após a betonagem.

No entanto tem como desvantagens ser necessário um maior espaço de trabalho (Fig. 2.1 | 27) e o terreno sobre o qual assenta a cofragem tem de ser capaz de resistir ao peso dos elementos sem se deformar [12].

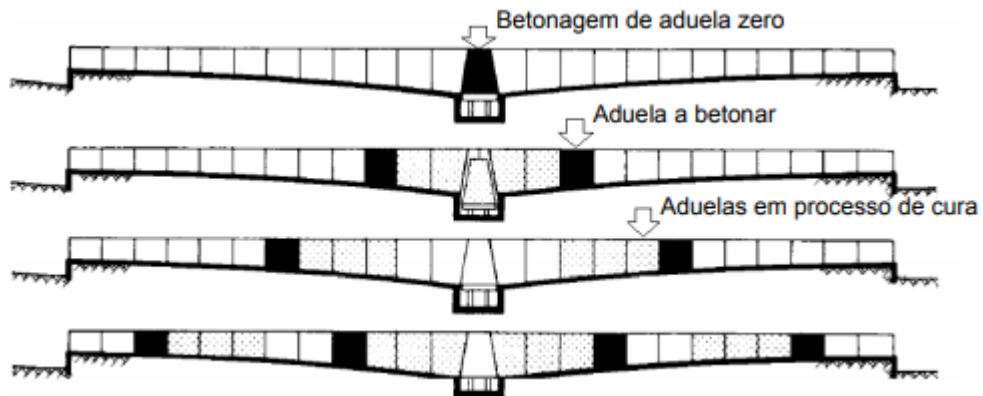


Fig. 2.1 | 26 – Esquematização do método de linha longa de fabrico [9]



Fig. 2.1 | 27 – Linha longa de fabrico [16]

2.1.2.1 Construção tramo a tramo com aduelas pré-fabricadas

Este método construtivo pode ser, em traços gerais, descrito do seguinte modo:

- 1º Suspensão do número de aduelas correspondente a um tramo completo da ponte com recurso a uma lançadeira ou a um cimbre;
- 2º Introdução do pré-esforço longitudinal que confere continuidade ao tramo, tornando os elementos que o constituem numa só peça;
- 3º Posicionamento do tramo, que neste momento já apresenta rigidez estrutural, sobre os pilares da ponte.

O sistema estrutural que resulta deste método construtivo é simplesmente apoiado na medida em que os diferentes tramos vão sendo posicionados sobre os pilares de uma forma independente uns dos

outros. No entanto, através da introdução de cabos de pré-esforço de continuidade entre tramos consegue-se obter um sistema estrutural contínuo.

A utilização de um método construtivo que utiliza elementos pré-fabricados e que é capaz de construir um tramo completo da ponte de uma só vez permite que se consigam tempos de construção muito reduzidos, tornando a construção tramo a tramo por aduelas pré-fabricadas um método construtivo muito competitivo [12].

Lançadeira superior de aduelas

A construção tramo a tramo com recurso a este equipamento é a mais comum. Estruturalmente, a lançadeira é constituída por uma viga metálica treliçada, pelos apoios traseiro e dianteiro e, por pelo menos, um guindaste, que tem como função içar os elementos pré-fabricados (Fig. 2.1 | 28). Em relação ao modo como se apoia na ponte, a lançadeira assenta sobre os seus pórticos que por sua vez descarregam sobre os pilares. No que toca à admissão dos elementos na estrutura, esta pode ser feita içando-os a partir de uma cota inferior à da estrutura, ou através da parte do tabuleiro já construída



Fig. 2.1 | 28 – Lançadeira superior de aduelas, construção tramo a tramo [48]

Lançadeira inferior de aduelas

Comparando com a lançadeira superior, do ponto de vista estrutural, em vez de ser composta por apenas uma viga metálica treliçada, a lançadeira inferior apresenta duas vigas paralelas autolancáveis, que se situam em ambos os lados do vão (Fig. 2.1 | 29). Em relação ao modo de suporte, este faz-se da mesma maneira, ou seja, nos pilares da ponte. No entanto, neste caso, em vez de pórticos, recorre-se a consolas metálicas, que são anexadas aos pilares. A admissão das aduelas é possível com recurso a gruas ou guinchos que as colocam sobre a lançadeira.



Fig. 2.1 | 29 – Lançadeira inferior de aduelas, construção tramo a tramo [48]

2.1.2.2 Construção por avanços sucessivos com aduelas pré-fabricadas

O processo construtivo deste método é muito semelhante ao dos avanços sucessivos com betonagem *in situ* sendo que o avanço dos vãos também pode ser feito simétrica e assimetricamente.

A principal diferença reside no facto de que entre elementos pré-fabricados, tal como já foi dito anteriormente, não existe armadura ordinária a atravessar as juntas de ligação de elementos consecutivos, ficando a continuidade do tabuleiro ao encargo unicamente do pré-esforço.

Neste método construtivo existem diversas soluções de assemblagem dos elementos na estrutura:

Viga de lançamento

A técnica mais utilizada de colocação das aduelas por avanços sucessivos faz-se com recurso a uma viga de lançamento (Fig. 2.1 | 32). Esta estrutura move-se automaticamente e apoia-se sobre o tabuleiro e sobre os pilares. O custo de aquisição de um equipamento destes é muito elevado, mas o facto de poder ser utilizado em diferentes projetos, amortiza o investimento.

A estrutura corrente deste equipamento é a seguinte [10]:

- Duas vigas treliçadas de secção triangular com uma altura que pode variar entre os 3 e os 5 metros e com um comprimento que pode ir dos 100 aos 250 metros dependendo das exigências da obra.
- Dois pórticos, afrente e atras, que servem de apoio principal.
- Duas barras verticais, afrente e atras, que servem de apoio secundário
- Dois guindastes que viajam nas vigas treliçadas suspendendo as aduelas.

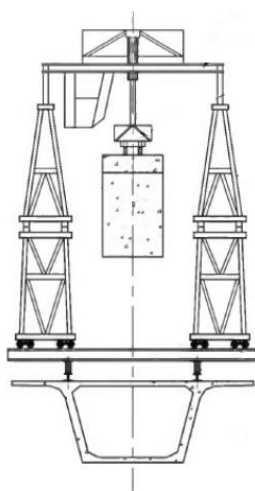


Fig. 2.1 | 30 – Corte transversal de uma viga de lançamento [10]

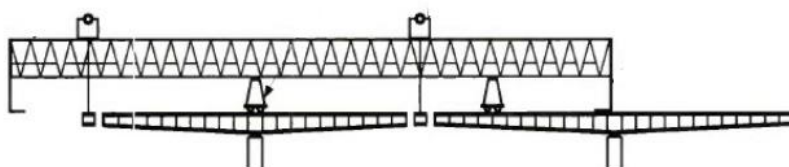


Fig. 2.1 | 31 – Corte longitudinal de uma viga de lançamento [10]

As aduelas são içadas uma a uma e vão sendo colocadas na frente da consola. Sempre que é feito o içamento de uma aduela, aplica-se o pré-esforço necessário para que esta seja corretamente assemblada à estrutura. Após a colocação da última aduela (aduela de fecho) é aplicado pré-esforço de continuidade que confere ao tabuleiro rigidez estrutural.



Fig. 2.1 | 32 – Construção de uma ponte com recurso a viga de lançamento [10]

Grua

O processo de montagem dos elementos ao tabuleiro com recurso a uma grua segue os mesmos passos que com uma viga de lançamento.

Quando a altura dos pilares não é muito elevada e é possível fazer circular uma máquina pesada junto do tabuleiro, é comum utilizar-se gruas para içar e colocar os segmentos pré-fabricados na sua posição.

Nos casos em que a ponte cruza um caminho de água muito extenso, a elevação das aduelas pela grua pode ser feita a partir de barcas que tenham uma capacidade entre as 200 e as 500 toneladas.

Seja qual for a grua utilizada para içar os elementos pré-fabricados, deve sempre existir anexada ao gancho do guindaste, uma mini viga que tem como objetivo distribuir o peso dos elementos a suspender, pormenor bem claro na Fig. 2.1 | 33.



Fig. 2.1 | 33 – Elevação de uma aduela pré-fabricada com recurso a uma grua [47]

Guincho de elevação

Esta técnica consiste em colocar um dispositivo de elevação, guincho, sobre a extremidade da consola e à medida que os elementos vão sendo montados na estrutura, o dispositivo vai-se deslocando (Fig. 2.1 | 34). O processo inicia-se com a colocação da aduela 0 e do primeiro par de aduelas (geralmente conseguida por meio de uma grua) onde é anexado um carro de avanços ao qual é ancorado o guincho [12].



Fig. 2.1 | 34 – Elevação de uma aduela com recurso a guincho de elevação [47]

2.2. NOTAS ELEMENTARES SOBRE O PRÉ-ESFORÇO

2.2.1. BREVE DESCRIÇÃO

O betão, material muito utilizado no âmbito da engenharia civil, é um material que, apesar de resistir bem à compressão, tem um comportamento débil no que toca à resistência à tração. Como resposta a esta sua característica menos vantajosa, combina-se aço, que é um material com um bom comportamento à tração, dando-se origem desta forma ao betão armado.

Em meados do século XX, surgiu um novo tipo de betão armado: o betão armado pré-esforçado. Este material, composto por betão, aço e por aço de pré-esforço, trouxe grandes desenvolvimentos no campo da engenharia civil, a título de exemplo são enunciados os seguintes [7]:

- A melhoria do comportamento e durabilidade de obras de betão devido à redução da fendilhação com potencial aumento de vãos e cargas.
- O pré-esforço permite realizar elementos estruturais com secção de menor dimensão, o que leva a um menor volume de betão e consequentemente a uma redução de esforços.
- O pré-esforço permite atenuar ou eliminar a fendilhação resultante da retração e variações térmicas em estruturas de grandes dimensões.
- O pré-esforço, provisório ou definitivo, permitiu que se desenvolvessem novos métodos construtivos e mais económicos.
- A aplicação do pré-esforço modifica o processo de transferência das cargas para os apoios, tornando possível reduzir o período de remoção de escoramento e cofragens para 2 a 7 dias.

O conceito de pré-esforço, tal como o próprio nome indica, consiste em aplicar uma força antes de ser introduzido o esforço principal. O que se faz na prática é aplicar uma força de pré-compressão no betão esticando um cabo de aço que se equilibra por compressão do elemento de betão. Por outras palavras, o pré-esforço, segundo [7] não é mais que, “Uma deformação imposta à estrutura, introduzindo um estado de tensão que contraria os efeitos associados às ações (permanentes)”

Mostra-se em seguida uma sucessão de figuras que pretende demonstrar os efeitos do pré-esforço ao nível das tensões induzidas numa peça de betão:

A Fig. 2.2 | 1 ilustra as tensões provocadas numa peça de betão simples quando é submetida a um carregamento vertical.

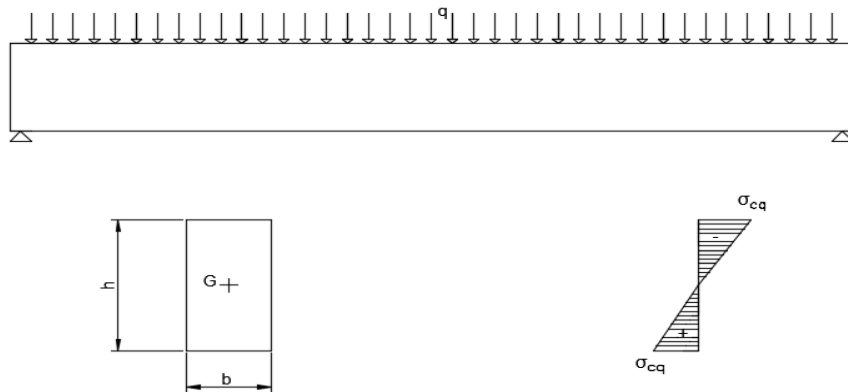


Fig. 2.2 | 1 – Carregamento vertical de uma peça de betão simples

Na Fig. 2.2 | 2 pode-se observar que a introdução do pré-esforço ao nível de centro de gravidade induz um novo estado de tensão sobre a peça de betão.

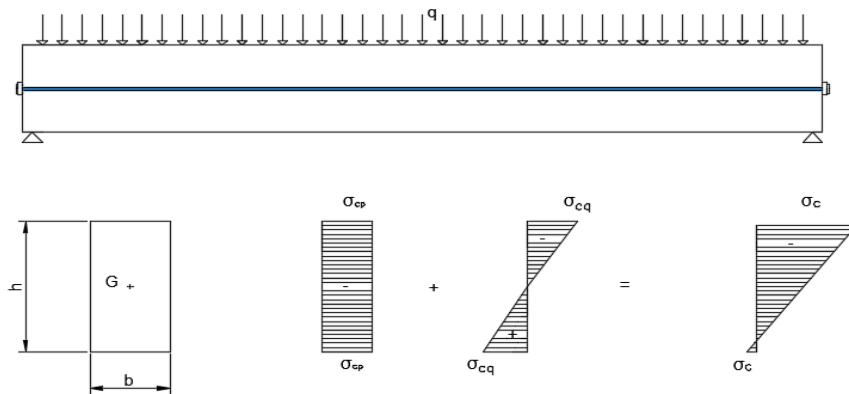


Fig. 2.2 | 2 – Carregamento vertical de uma peça de betão armado pré-esforçado com pré-esforço centrado

Na Fig. 2.2 | 3, ao conferir excentricidade ao pré-esforço, gera-se uma nova componente de tensões devido a essa ação. Componente essa que se caracteriza por ser o produto da força de pré-esforço pela excentricidade.

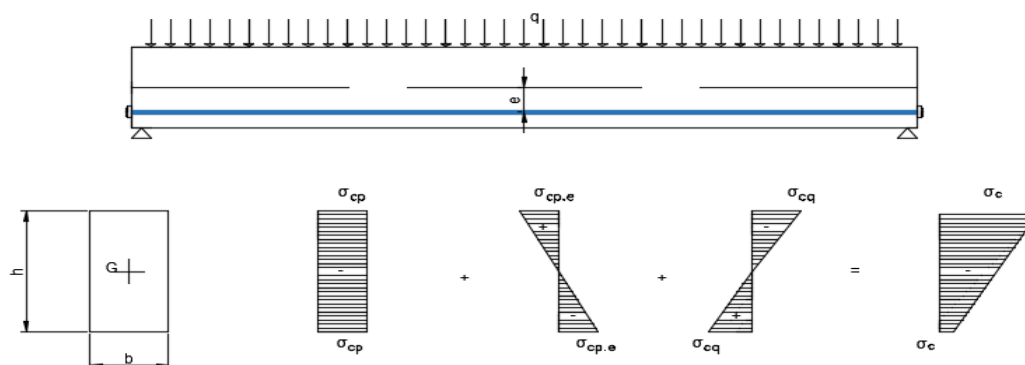


Fig. 2.2 | 3 – Carregamento vertical de uma peça de betão armado pré-esforçado com pré-esforço excêntrico

O que se pretende com a inserção de aço de pré-esforço numa peça de betão é, então, que deixem de existir tensões de tração ou, pelo menos limitá-las a valores que não provoquem danos graves no betão.

2.2.2.A TECNOLOGIA DO PRÉ-ESFORÇO

2.2.2.1 Aço de pré-esforço

O pré-esforço é considerado uma das mais importantes inovações do último século no domínio das estruturas de betão. Por essa razão, a indústria associada ao betão pré-esforçado teve um crescimento exponencial (Fig. 2.2 | 4).

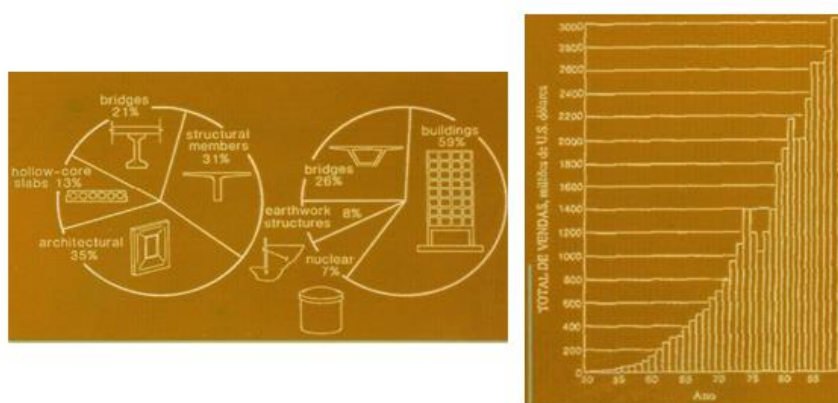


Fig. 2.2 | 4 – À esquerda, aplicações do betão pré-esforçado na América do Norte. À direita, crescimento da indústria do betão pré-esforçado nos Estados Unidos e Canadá [7]

- **Qualidade Do Aço**

O aço de pré-esforço, para poder ser utilizado em obra, tem de ser sempre testado em relação a: resistência, ductilidade, aderência, resistência à fadiga e relaxação. As propriedades metalúrgicas e mecânicas deste tipo de aço podem ser testadas no local de fabrico ou em laboratórios próprios. Por ser um material que se pode danificar facilmente, o aço de pré-esforço deve ser guardado e manuseado com especial cuidado.

Este tipo de aço é particularmente suscetível à corrosão e por isso é essencial que o recobrimento seja bem feito [11].

- **Tipos De Aço**

O aço de pré-esforço é fornecido pela fábrica em forma de fios, cordões (conjunto de fios em hélice com eixo longitudinal comum), cabos em feixe (associação de fios ou cordões paralelos) e cabos em cordão (associação de cordões dispostos em hélice).

A matéria-prima usada nas armaduras de pré-esforço é aço laminado a quente com alto teor de carbono (cerca de 0,8%). Para se obter o produto final, o aço é tratado em quatro fases distintas (Fig. 2.2 | 5) [25]:

- Decapagem: Consiste em eliminar os óxidos de laminagem produzidos a altas temperaturas e a película de oxidação atmosférica;
- Fosfatação: Consiste num tratamento superficial que assegura, através da aplicação de um revestimento na superfície do fio laminado, uma eficaz lubrificação antes da trefilagem;
- Trefilagem é um tratamento efetuado em máquinas com várias fieiras consecutivas que reduzem o diâmetro do fio, aumentando a sua resistência por sucessivas deformações a frio;
- Tratamento de estabilização, que é um processo termomecânico de envelhecimento, que consiste em aplicar um esforço de tração em simultâneo com um aquecimento a 400° C.

Os fios são fornecidos pela fábrica com diâmetros a variarem entre os 3 mm e os 8 mm e a sua superfície pode ser indentada, caso apresente reentrâncias, ou marcada, caso apresente marcas. Fios com 6 e 7 mm apresentam um módulo de elasticidade de 205 kN/mm². Os fios de 4 mm, como são difíceis de manejar devido à sua finura, são agregados na fábrica em cordões de 7 fios, sendo que estes apresentam um módulo de elasticidade de 195 kN/mm² [11].

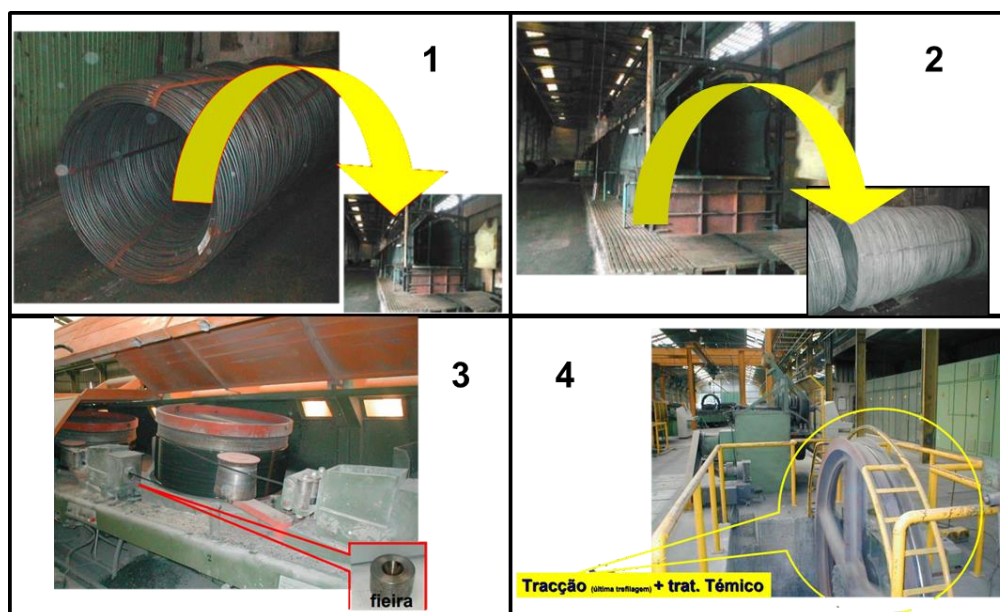


Fig. 2.2 | 5 – 1) Decapagem; 2) Fosfatação; 3) Trefilagem; 4) Estabilização [25]

• Propriedades

- Resistência: o diagrama de tensão-deformação do aço de pré-esforço, ilustrado na Fig. 2.2 | 6, caracteriza-se por uma curva gradual sem presença de patamar (ao contrário do aço passivo). A tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% ($f_{pk0,1}$) e a resistência à tração (f_{pk}) são definidas respetivamente como o valor característico da força correspondente à extensão-limite convencional de proporcionalidade a 0,1% e o valor característico da força máxima em tração simples, dividido pela área nominal da secção transversal [5].
- Ductilidade e dureza: o aço de pré-esforço tem de ser suficientemente dúctil para permitir que a estrutura tenha deformações plásticas em estado limite último. Tem também de ser suficientemente resistente para que não ocorra uma fratura frágil, que pode acontecer devido a pequenos defeitos na superfície, como por exemplo ferrugem.
- Aderência: A aderência assume particular importância em elementos pré-tensionados, nos quais é o primeiro mecanismo de transferência das forças de pré-esforço para o betão. Em elementos pós-tensionados, uma boa aderência também se revela importante, pois assegura compatibilidade de deformações entre o aço passivo e o aço de pré-esforço.
- Relaxação: Esta propriedade do aço é definida como o aumento da sua deformação sobre uma tensão constante no tempo. Note-se que é diferente da fluência no betão, que se caracteriza por uma diminuição de tensão sobre uma deformação constante. A relaxação no pré-esforço desenvolve-se mais

rápido do que a fluência no betão. As perdas de tensão no pré-esforço devido à relaxação podem ser reduzidas utilizando um aço de baixa relaxação.

➤ Resistência à fadiga: O aço de pré-esforço deve suportar sem falha dois milhões de ciclos de carga, sendo que o intervalo de variação de tensões de fadiga das armaduras deve ser conforme a EN 10138 ou ser indicado numa Aprovação Técnica Europeia.

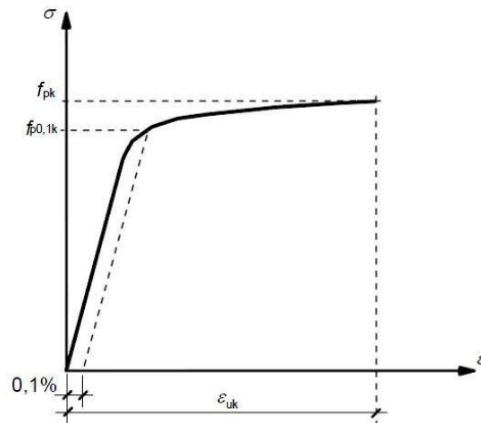


Fig. 2.2 | 6 – Diagrama de tensões-extensões do aço típico de pré-esforço [5]

2.2.2.2 Traçados do cabo

O pré-esforço, relativamente à sua posição dentro do tabuleiro, pode ser interior aderente ou exterior não aderente conforme se encontre respetivamente dentro ou fora da secção de betão.

- **Pré-esforço Interior**

Nos casos em que o pré-esforço é interior, os cabos são aplicados em bainhas que se encontram dentro da secção de betão (Fig. 2.2 | 7).

Os cabos de pré-esforço interior são geralmente mais vantajosos em termos estruturais. Com efeito, na maioria das vigas-caixão com pré-esforço interior conseguem-se alcançar momentos fletores resistentes mais elevados do que com pré-esforço exterior uma vez que são possíveis traçados de cabo com excentricidades maiores [16].

No entanto, a aplicação de pré-esforço interior tem algumas complicações, nomeadamente nas situações em que as bainhas são inclinadas, uma vez que torna o processo de fabrico das aduelas mais complicado ou ainda o facto da área efetiva das almas ser menor devido à passagem das bainhas, o que leva a uma redução de resistência ao corte [26].

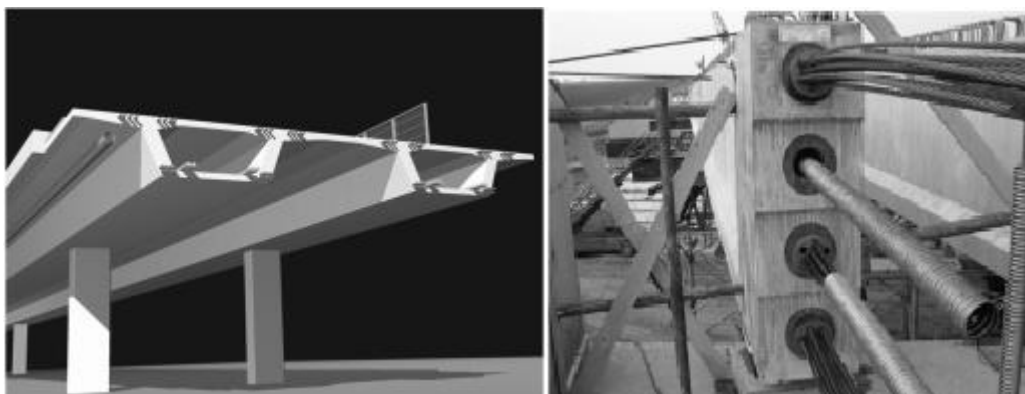


Fig. 2.2 | 7 – Pré-Esforço Interior [8]

- **Pré-esforço Exterior**

O pré-esforço exterior não-aderente é aplicado fora da secção de betão, mas não é necessariamente visível pelo exterior da ponte. Neste caso, a ligação entre os cabos e a estrutura é conseguida apenas por ancoragens e desviadores (Fig. 2.2 | 8).

O pré-esforço exterior é vantajoso no que toca à sua instalação, uma vez que os segmentos podem ser betonados sem bainhas nas almas e os detalhes das ancoragens são mais simples. As perdas de pré-esforço por atrito são mais pequenas e a inspeção e substituição em caso de dano é mais fácil.

O pré-esforço exterior pode ser extremamente resistente à corrosão, uma vez que os tubos se encontram isolados dentro da secção. No entanto, podem ocorrer problemas caso a secção seja inundada por água devido a problemas nas juntas ou em casos em que o meio ambiente seja muito húmido [26].



Fig. 2.2 | 8 – Pré-Esforço Exterior com pormenor de desviadores [49]

2.2.3. MODELOS DE CÁLCULO

2.2.3.1 Ações equivalentes ao pré-esforço

A forma mais simples de se compreender os efeitos do pré-esforço é através do conceito de ação equivalente. Este conceito consiste em tentar induzir efeitos similares aos do pré-esforço recorrendo a técnicas muito simples.

Tome-se o seguinte exemplo explicativo da ação equivalente ao pré-esforço para melhor compreender os efeitos que lhe estão associados (Fig. 2.2 | 9):

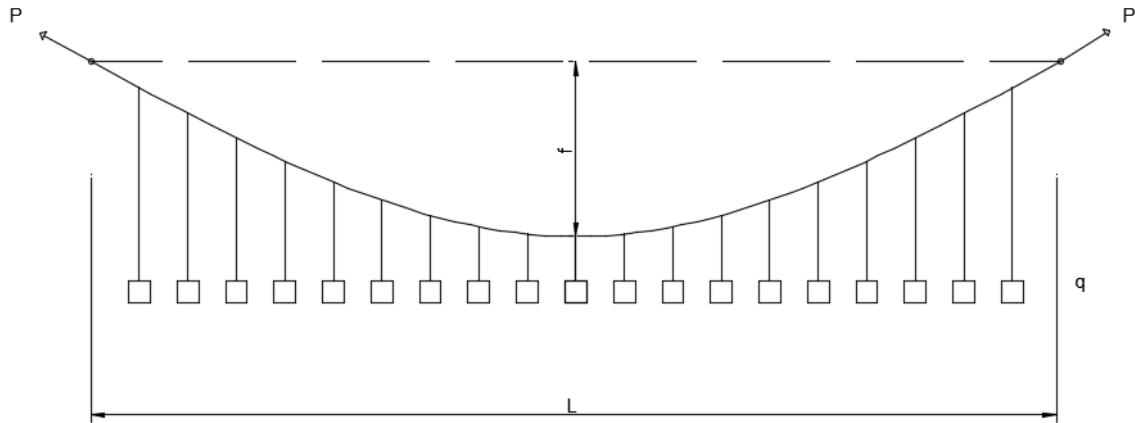


Fig. 2.2 | 9 – Configuração do cabo solicitado por uma carga uniformemente distribuída

A figura em cima ilustrada representa um cabo de forma parabólica que suspende uma serie de pesos de igual massa aproximando-se de uma carga uniformemente distribuída. A força de tração P, é dada por:

$$P = \frac{ql^2}{8f} \quad (2.1)$$

O mesmo cabo, inserido numa viga de betão (Fig. 2.2 | 10), vai provocar as ações equivalentes que se explicam de seguida:

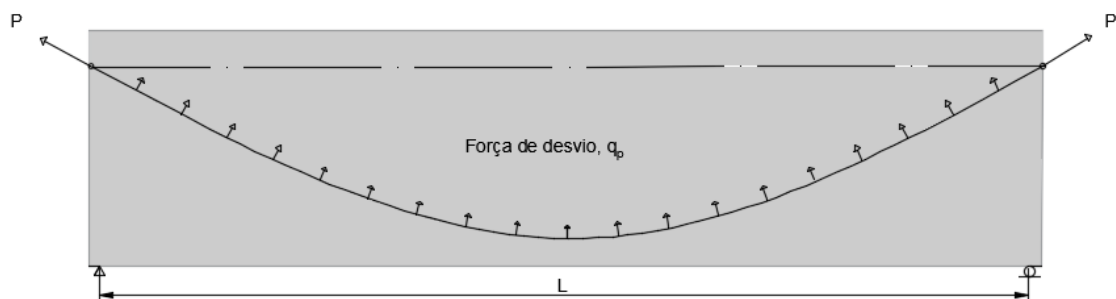


Fig. 2.2 | 10 – Ações do cabo numa peça de betão

Fazendo um zoom à figura anterior obtém-se o seguinte esquema de forças atuantes num elemento do cabo (Fig. 2.2 | 11):

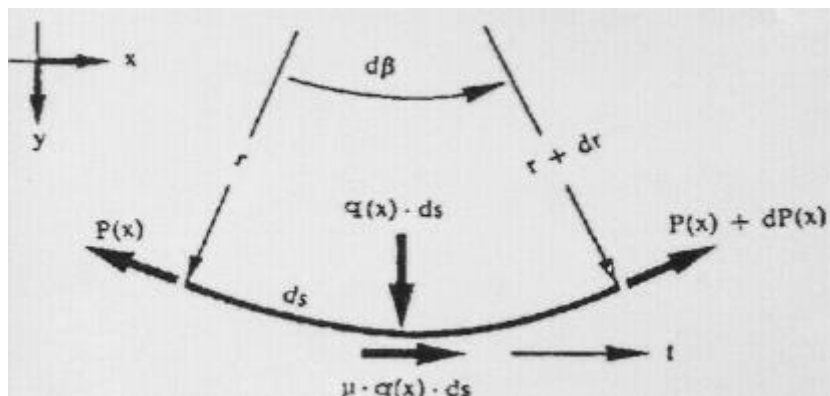


Fig. 2.2 | 11 – Forças atuantes no cabo [7]

em que:

- $P(x)$ e $P(x) + dP(x) \rightarrow$ Forças no cabo
- $q(x) \cdot ds \rightarrow$ Forças de desvio
- $\mu \cdot q(x) \rightarrow$ Forças de atrito
- $\mu \rightarrow$ Coeficiente de atrito
- $d\beta \rightarrow$ Ângulo de desvio

A decomposição das forças de desvio e da força de pré-esforço pode ser feita como ilustrado na Fig. 2.2 | 12:

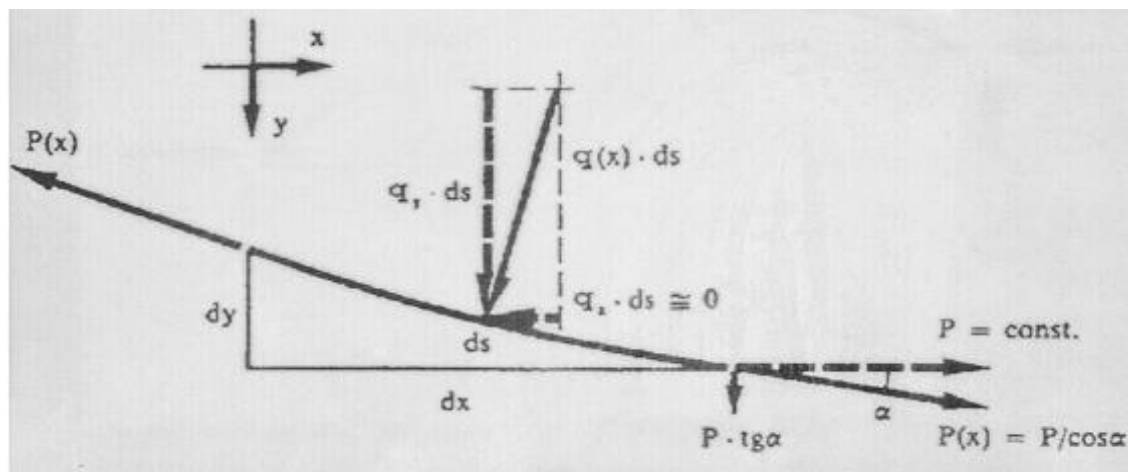


Fig. 2.2 | 12 – Decomposição das forças de desvio [7]

São feitas algumas simplificações para facilitar os cálculos:

- $\sin(\alpha) = \tan(\alpha)$;
- $\cos(\alpha) = 1$;
- $P = \text{constante}$

As duas primeiras simplificações devem-se ao facto de a inclinação ser muito baixa o que faz com a força de desvio horizontal possa ser desprezada. Ainda associada a esta simplificação, toma-se o valor exato da curvatura do cabo como um valor aproximado que vai ser igual à segunda derivada da equação do cabo. Como o traçado do cabo é parabólico (equação de 2º grau), a sua segunda derivada é constante, o que significa então que a curvatura do cabo é constante.

$$y = ax^2 + bx + c \quad (2.2)$$

$$y' = 2ax + bx \quad (2.3)$$

$$y'' = 2a \quad (2.4)$$

$$\chi = y'' = \frac{1}{r} \quad (2.5)$$

Combinando a primeira simplificação com a segunda, chega-se à conclusão que as forças de desvio também são constantes:

$$q(x) = \frac{P(x)}{r(x)} \quad (2.6)$$

$$q = \frac{P}{r} = P \times 2a \quad (2.7)$$

Para terminar este subcapítulo, apresentam-se na Fig. 2.2 | 13, alguns traçados de pré-esforço bem como as suas ações equivalentes e os momentos que destes resultam:

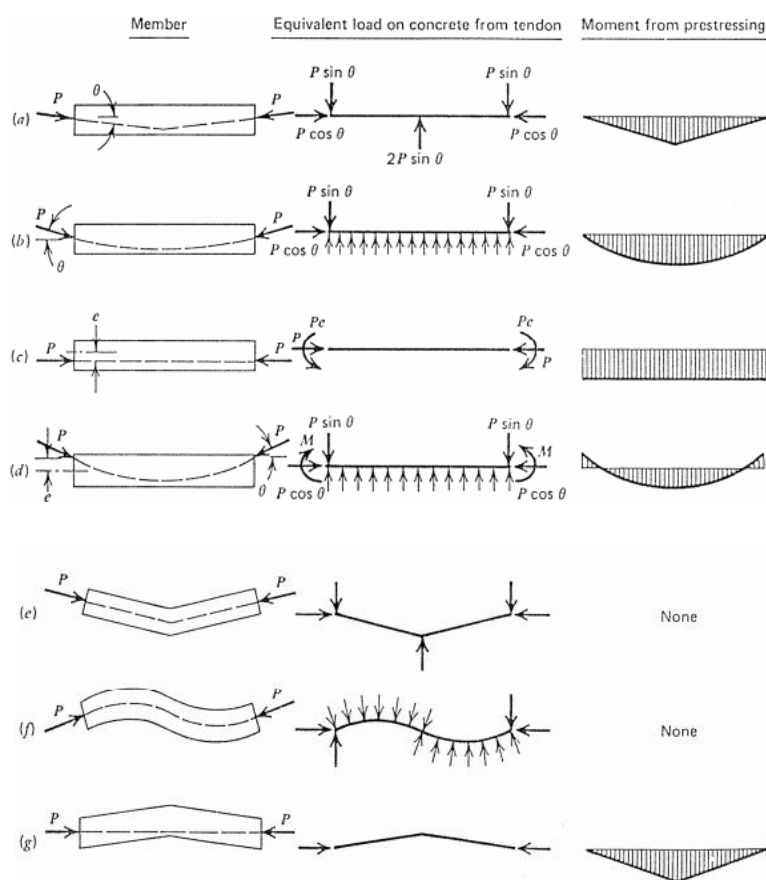


Fig. 2.2 | 13 – Ações equivalentes ao pré-esforço e respetivos diagramas de momentos [7].

2.2.3.2. Método dos coeficientes de Influência

O que se consegue ao aplicar este método é determinar o momento hiperestático provocado pelo pré-esforço sobre uma determinada peça de betão. Através desses resultados e sabendo que o momento isostático provocado pelo pré-esforço é igual ao produto da força aplicada nos cabos pela excentricidade deles em relação ao centroide da peça, facilmente se chega pela sobreposição de efeitos, aos momentos totais gerados pelo pré-esforço. De acordo com este método o momento fletor total pode ser calculado pela seguinte equação:

$$M_p(x) = P(x) \times e(x) + \dot{M}_p(x) \quad (2.8)$$

$M_p(x)$ – Momento fletor total devido à acção do pré-esforço

$P(x) \times e(x)$ – Momento fletor isostático

$\dot{M}_p(x)$ – Momento fletor hiperestático

Por sua vez, o momento hiperestático do pré-esforço pode ser traduzido pela equação:

$$\dot{M}_{p,i}(x) = \int P(x) \times e(x) \times \eta_{\dot{M}_{p,i}(x)} dx \quad (2.9)$$

sendo:

P – Força do pré-esforço

e – Excentricidade

$\eta_{\dot{M}_{p,i}(x)}$ – Coeficiente de influência

Olhando para a equação 2.9 e para melhor perceber o coeficiente de influência, $\eta_{\dot{M}_{p,i}(x)}$, repare-se, que para uma força de pré-esforço unitária, com excentricidade unitária ao longo de um comprimento também unitário, este, é igual ao momento hiperestático na secção i.

Sendo o coeficiente de influência definido como:

$$\eta_{\dot{M}_{p,i}(x)} = \left(-\frac{\delta^2(M_{Qi}(x))}{\delta^2} \times E \times I(x) \right) \times \left(\frac{1}{E \times I(x)} \right) \quad (2.10)$$

Facilmente se depreende que este não depende nem da força de pré-esforço nem da excentricidade. Com efeito, o coeficiente em causa depende apenas das propriedades geométricas e das características da estrutura.

Para um estudo mais aprofundado deste tema, o autor aconselha a leitura da bibliografia [30]

2.2.4 CONSIDERAÇÃO DE PERDAS

Quando se fala de estruturas pré-esforçadas é sempre preciso ter em conta no estudo da força de pré-esforço as perdas que surgem. Assim sendo, distingue-se as perdas de pré-esforço em dois tipos:

- Perdas instantâneas: são as perdas que ocorrem aquando da transferência da força de pré-esforço dos cabos para o betão.
- Perdas diferidas: são as perdas que se verificam ao longo do tempo.

2.2.4.1. Perdas instantâneas

Conforme o dito anteriormente, as perdas instantâneas são aquelas que ocorrem nos momentos iniciais de aplicação do pré-esforço, isto é, são consideradas no preciso momento em que os macacos hidráulicos soltam os cabos de pré-esforço, fazendo com que estes passem a atuar sobre o betão.

A totalidade das perdas instantâneas subdivide-se em três parcelas: a parcela devido ao atrito, a parcela devido à reentrada de cunhas e a parcela resultante da deformação instantânea do betão.

Atrito ao longo das armaduras

A perda por atrito dá-se devido ao contacto entre a armadura e as bainhas onde esta se insere. De seguida é ilustrada a Fig. 2.2 | 14 para ajudar a compreender melhor o cálculo para a quantificação

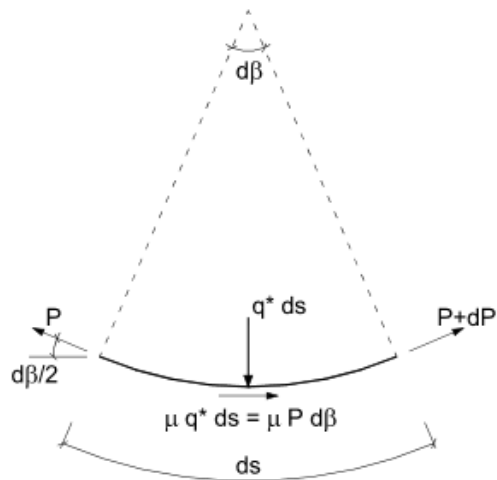


Fig. 2.2 | 14 – Perdas por atrito [19]

desta perda:

por equilíbrio de forças horizontais vem que:

$$P - (P + dP) - (\mu \times P \times d\beta) = 0 \quad (2.11)$$

$$dP = -(\mu \times P \times d\beta) \quad (2.12)$$

$$\frac{dP}{P} = -\mu \times d\beta \quad (2.13)$$

$$\int_{P_{max}}^{P_0} \frac{1}{P} dP = \int_0^\beta -\mu \times d\beta \quad (2.14)$$

$$\log P_0 - \log P_{max} = -\mu \times \beta \quad (2.15)$$

$$\log \frac{P_0}{P_{max}} = -\mu \times \beta \quad (2.16)$$

$$\frac{P_0}{P_{max}} = e^{-\mu\beta} \Leftrightarrow P_0 = P_{max} \times e^{-\mu\beta} \quad (2.17)$$

Para uma secção genérica à distância x da extremidade de tensionamento do cabo, tem-se:

$$P_0(x) = P_{max} \times e^{-\mu(\beta+kx)} \quad (2.18)$$

em que,

$\mu \rightarrow$ representa o coeficiente de atrito entre as duas superfícies em contacto.

$\beta \rightarrow$ representa a soma dos ângulos de desvio.

$k \rightarrow$ representa o desvio angular parasita, que tem em consideração eventuais desvios no posicionamento dos cabos de pré-esforço.

$P_{max} \rightarrow$ Força de pré-esforço no instante de esticamento

$P_0(x) \rightarrow$ Força de pré-esforço na secção x

As perdas de pré-esforço, relativas ao atrito podem então ser obtidas por meio da seguinte expressão:

$$\Delta P_\mu = P_{max}(1 - e^{-\mu(\beta+kx)}) \quad (2.19)$$

O ângulo de desvio α representa a variação de ângulo desde um ponto de inflexão até ao ponto de inflexão seguinte. Sendo β a soma dos ângulos de desvio (Fig. 2.2 | 15).

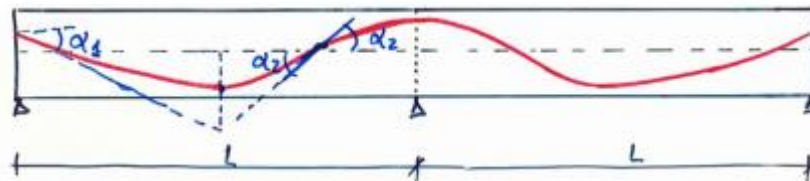


Fig. 2.2 | 15 – Representação do ângulo de desvio [7]

$$\beta = \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 \quad (2.20)$$

Conhecendo o significado da grandeza β podem retirar-se as seguintes duas ilações:

- Em casos de curvatura constante, como por exemplo num traçado parabólico, a perda de tensão ao longo do cabo, é linear (Fig. 2.2 | 16).

- Nos casos em que a curvatura varia, por exemplo quando o traçado é composto por dois troços parabólicos distintos, a perda de tensão ao longo do cabo faz-se sentir de maneira diferente (Fig. 2.2 | 17).

O supramencionado pode ser explicitado pela construção de diagramas que representam a tensão nas diferentes secções do cabo:

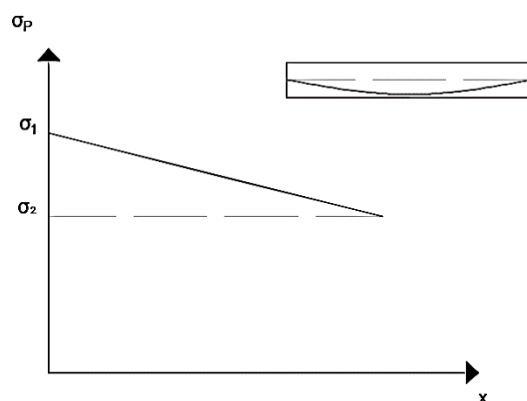


Fig. 2.2 | 16 – Diagrama de perdas de tensão linear ao longo do cabo

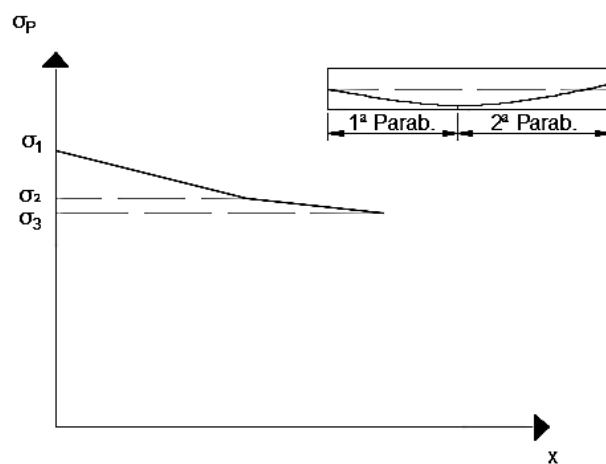


Fig. 2.2 | 17 – Diagrama de perdas de tensão variável ao longo do cabo

• Deformação instantânea do betão

Deve ser considerada uma perda de tensão nos cabos de pré-esforço relativa à deformação que acontece no betão nos casos em que a armadura de pré-esforço compreende mais do que um cabo. Na verdade, estando já um cabo a pré-esforçar o betão, ao introduzir o segundo, altera-se o estado de tensão da peça, provocando uma deformação sobre o betão que leva a perdas de tensão no primeiro cabo.

Segundo [5] esta perda pode ser calculada através da seguinte equação:

$$\Delta P_{el} = A_p \times E_p \times \sum \left[\frac{j \times \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (2.21)$$

em que:

$\Delta \sigma_c(t)$ – Variação de tensão no betão no centro de gravidade das armaduras no instante t

j – Coeficiente igual a:

$(n-1)/2n$ em que n é o numero de armaduras idênticas sucessivamente traccionada.

1 para as variações devidas a ações permanentes aplicadas após o pré-esforço.

$E_{cm}(t)$ – Representa o módulo de elasticidade do betão à idade de aplicação do pré-esforço.

• Dispositivos de amarração

Estas perdas correspondem a uma reentrada das extremidades tencionadas do cabo por escorregamento dos cordões nas cunhas e destas nas placas de ancoragem. O valor do escorregamento verificado pode ser consultado nas tabelas técnicas do sistema de pré-esforço utilizado.

A reentrada provoca um movimento inverso ao que gerou a tração, provocando atrito de sinal oposto ao provocado pelo esticamento dos cabos.

O escorregamento nos dispositivos de amarração faz-se sentir até uma distância “a”, pormenorizada nos diagramas que em baixo se ilustram (Fig. 2.2 | 18):

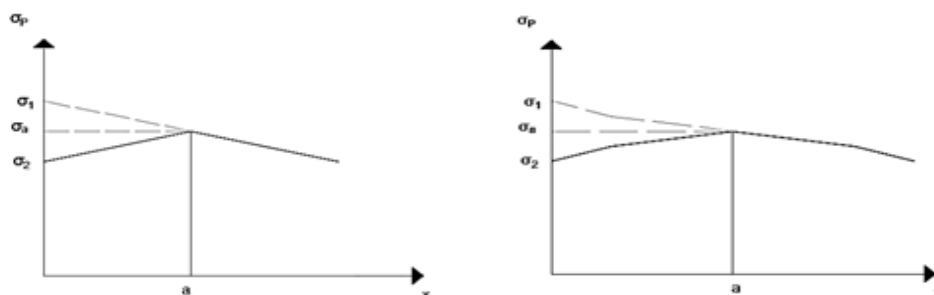


Fig. 2.2 | 18 – Diagrama de perdas devido a deslocamentos nas ancoragens

As perdas por atrito estão diretamente relacionadas com a curvatura do cabo e o declive das retas que compõem os diagramas estão relacionados com as perdas por atrito. O cálculo da distância até onde se fazem sentir as perdas por reentrada dos dispositivos de amarração faz-se de modo diferente para o caso em que a curvatura do cabo é constante e para o caso em que não o é.

De seguida explica-se o processo de cálculo para obtenção do parâmetro “a” no caso de curvatura constante. Atente-se na Fig. 2.2 | 19:

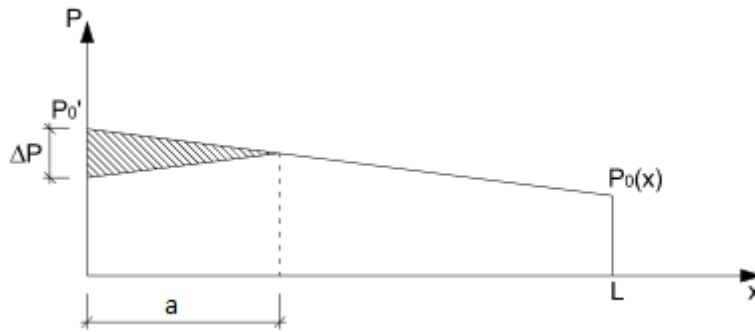


Fig. 2.2 | 19 – Cálculo da distância “a” [19]

ΔL – Comprimento de reentrada das cunhas

a – Comprimento até onde se faz sentir a reentrada das cunhas

$$\Delta L = \int_0^a \Delta \varepsilon dx = \int_0^a \frac{\Delta \sigma}{E_p} dx = \frac{1}{E_p \times A_p} \int_0^a \Delta P dx \quad (2.22)$$

$$A_{diagrama} = \Delta L \times E_p \times A_p \quad (2.23)$$

$$\frac{\Delta P \times a}{2} = \Delta L \times E_p \times A_p \quad (2.24)$$

sendo,

$$\frac{\Delta P}{2} = p \times a \Leftrightarrow \Delta P = 2 \times p \times a$$

p – Perda de tensão por atrito, declive do diagrama

$$\frac{2 \times p \times a \times a}{2} = \Delta L \times E_p \times A_p \Leftrightarrow a = \sqrt{\frac{\Delta L \times E_p \times A_p}{p}} \quad (2.25)$$

2.2.4.2. Perdas Diferidas

As perdas diferidas, que resultam duma redução da tensão nos cabos de pré-esforço, encontram as suas razões nos seguintes fenómenos:

- Redução da extensão, provocada pela deformação do betão sob ações permanentes devida à fluência e retração.
- Redução de tensão no aço devido à relaxação

Segundo [5], estas perdas podem ser simplificadas e sumarizadas na seguinte expressão:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \times \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \times \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \phi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot \phi(t, t_0))} \quad (2.26)$$

em que:

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ – Valor absoluto da variação de tensão nas armaduras devida à fluência, à retração e à relaxação na secção x, no instante t

ε_{cs} – Extensão estimada de retração de acordo com [5]

E_p – Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço

E_{cm} – Módulo de elasticidade do betão

$\Delta \sigma_{pr}$ – Tensão nas armaduras na secção x, no instante t, devido à relaxação do aço de pré-esforço. É determinado para a tensão inicial nas armaduras devido ao pré-esforço inicial e às ações quase-permanentes

$\phi(t, t_0)$ – Coeficiente de fluência no instante t para uma aplicação das cargas no instante t_0

$\sigma_{c,QP}$ – Tensão no betão ao nível das armaduras, devida ao peso próprio e ao pré-esforço inicial e, sempre que for relevante, a outras ações quase-permanentes

A_p – Área de todas as armaduras de pré-esforço na secção x

A_c – Área da secção transversal de betão

I_c – Momento de inercia da secção de betão

z_{cp} – Distância entre o centro de gravidade da secção de betão e as armaduras de pré-esforço

Na aplicação da fórmula acima apresentada, as tensões de compressão e as correspondentes extensões devem ser sempre consideradas com sinal positivo.

No estudo da presente dissertação não será utilizada a fórmula do EC2 [5] que em cima se apresenta. A fim de obter resultados mais fiáveis e com o intuito de se poder perceber o efeito isolado da retração e fluência do betão e da relaxação do aço de pré-esforço, o calculo das perdas diferidas será feito do seguinte modo:

- **Perdas por retração do betão**

A retração do betão designa a extensão de encurtamento que se verifica nas estruturas com este tipo de material ao longo do tempo. Com a diminuição do comprimento da peça de betão onde se insere, introduz-se no aço de pré-esforço uma alteração no seu estado de tensão que pode ser calculado mediante a seguinte expressão:

$$\Delta\sigma = E_p \times \varepsilon_{cs} \quad (2.27)$$

E_p – Módulo de elasticidade do pré-esforço

ε_{cs} – Extensão de retração do betão ao nível da armadura de pré-esforço

- **Perdas por fluência do betão**

A perda por fluência ocorre nas estruturas de betão quando estas são submetidas a um carregamento constante. Para a quantificação desta perda utiliza-se a expressão seguinte:

$$\Delta\sigma = E_p \times \varepsilon_c \quad (2.28)$$

ε_c – Extensão do betão devido à fluência, ao nível da armadura de pré-esforço

- **Perdas por relaxação da armadura**

Em [5] definem-se três classes de relaxação:

- Classe 1 – fios ou cordões, relaxação normal: $\rho_{100} = 8\%$
- Classe 2 – fios ou cordões, baixa relaxação: $\rho_{100} = 2,5\%$
- Classe 3 – barras laminadas a quente: $\rho_{100} = 4\%$

A expressão para o cálculo da perda por relaxação da armadura de pré-esforço é diferente para as três classes:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = k_i \times \rho_{1000} \times e^{j_i \mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^{-5} \quad (2.29)$$

Consoante a classe, os valores de k_1 , k_2 , e k_3 são respetivamente 5,39; 0,66 e 1,98 e os valores de j_1 , j_2 e j_3 são respetivamente 6,7; 9,1 e 8.

Para um estudo mais detalhado das perdas de pré-esforço aconselha-se ao leitor a seguinte bibliografia, [7], [14] e [27].

2.2.5 PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO – OPS

O OPS é um sistema de pré-esforço que se baseia no músculo do braço humano. O princípio é o seguinte: imagine-se um braço esticado que segura um copo vazio. Nesta situação, o braço encontra-se relaxado uma vez que não é solicitado por nenhuma carga. Ao encher o copo, para que o braço se mantenha na mesma posição, torna-se necessário que o músculo entre em ação (Fig. 2.2 | 20). Foi neste fenómeno que o Professor Pedro Pacheco se baseou para dar início, na sua tese de doutoramento ao estudo de um método de aplicação de pré-esforço “inteligente” que dá a resposta certa às intervenções a que a estrutura é submetida [34].

Em traços gerais o sistema funciona do seguinte modo: à medida que as cargas aumentam, e por consequência, a flecha a meio vão, os cabos de pré-esforço vão sendo gradualmente tensionados, não permitindo que o vão ultrapasse valores de flecha pré estabelecidos.

Assim sendo, o pré-esforço funciona como o músculo do braço que, ao ser solicitado, reage, impedindo que a situação inicial seja alterada.

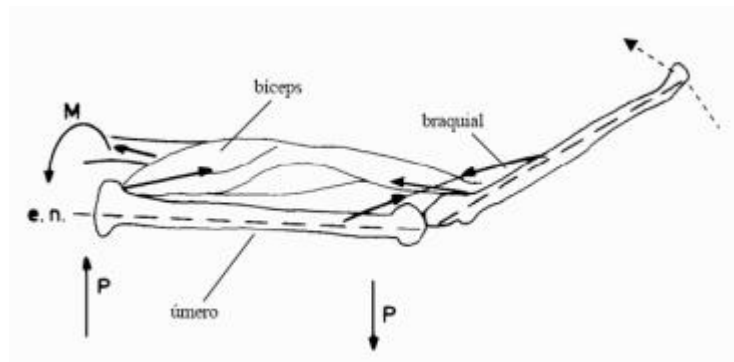


Fig. 2.2 | 20 – Reação do músculo do braço ao ser carregado [31]

Uma vez que o OPS foi integrado na obra que serve de base ao estudo da presente dissertação, interessa estudar com mais profundidade a tecnologia.

Os principais elementos do OPS são:

1. Ancoragem ativa
2. Cabos de pré-esforço não aderentes
3. Sensores
4. Controlador eletrónico
5. Ancoragem passiva
6. Desviadores.

A Fig. 2.2 | 21, representa uma obra com recurso a cimbra autolancável inferior com OPS incorporado.

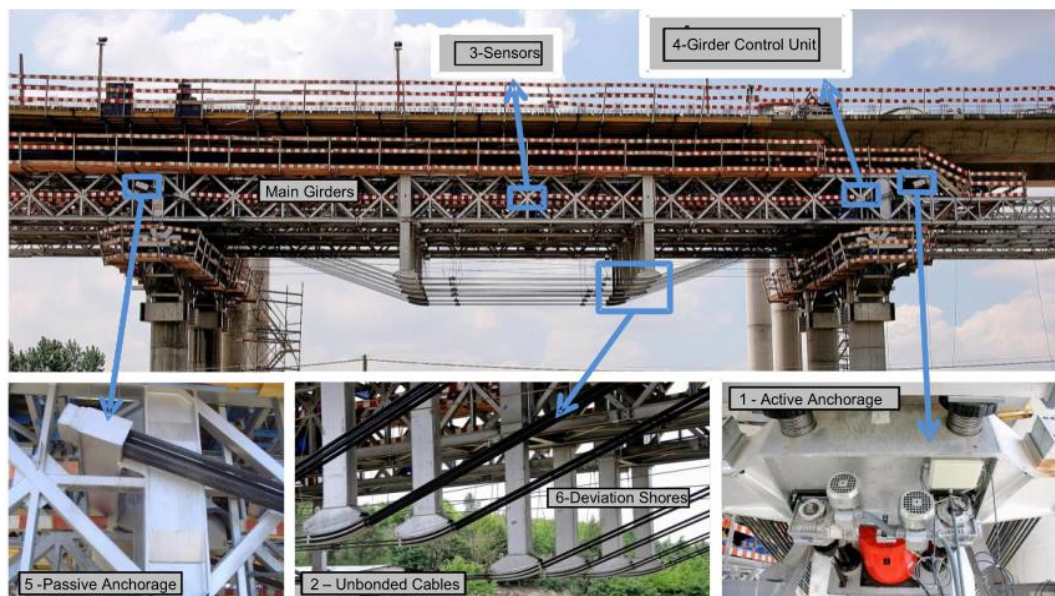


Fig. 2.2 | 21 – Exemplo de um cimbra autolancável com OPS integrado. Pormenor dos seus elementos principais [18]

O sistema de controlo OPS funciona através da análise contínua da flecha a meio vão. A informação é enviada dos sensores para a unidade de controlo (fixada na viga) que, baseando-se em algoritmos simples provoca variações nos cilindros hidráulicos instalados na ancoragem ativa. Estas variações levam a alterações de tensão nos cabos de pré-esforço não aderentes.

O sistema OPS é composto por vários sensores que realizam medições de forma contínua e que as comparam entre si, com o objetivo de garantir que o efeito do sistema é favorável para a estrutura.

Se o OPS detetar algum desvio em relação aos limites impostos de forma algorítmica, são desencadeados alarmes (sonoros e visuais), que servem de aviso ao operador do sistema.

Uma vez que o sistema provê informação acerca do comportamento estrutural da ponte com recurso a monitorização ativa (Fig. 2.2 | 22), o nível de segurança associado a este processo construtivo é elevado [18].



Fig. 2.2 | 22 – Monitorização ativa das deformações na estrutura

As principais vantagens associadas à introdução desta tecnologia num cimbra autolancável advêm do facto de por exemplo possibilitar, de uma forma muito eficaz, a limitação da flecha a meio vão durante a betonagem (Fig. 2.2 | 23) e garantir a segurança durante a fase de esticamento de pré-esforço que pode, caso seja sobredimensionado, induzir um estado limite na ponte (Fig. 2.2 | 24) [23].

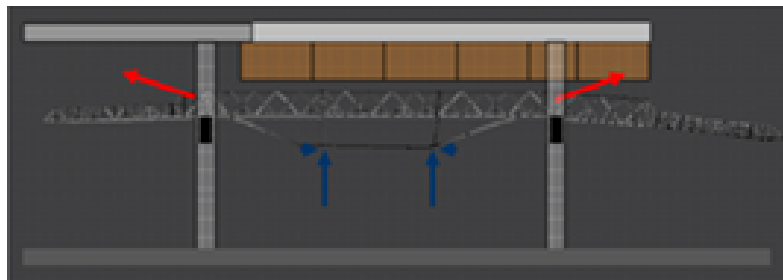


Fig. 2.2 | 23 – Efeito positivo do pré-esforço orgânico durante a betonagem [23]

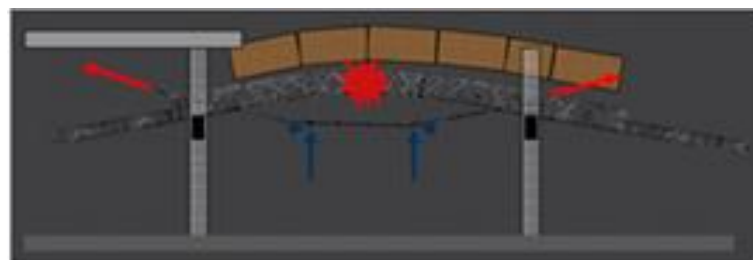


Fig. 2.2 | 24 – Efeito negativo do pré-esforço tradicional na fase de esticamento dos cabos [23]

3. CASO DE ESTUDO

Neste capítulo será descrito o raciocínio de cálculo implementado para se obter os consumos de pré-esforço que resultam da execução da ponte recorrendo aos diferentes métodos construtivos que o autor se propôs estudar.

Primeiramente far-se-á uma breve descrição da ponte que serviu de base para o estudo, a Ponte Anita Garibaldi, descrevendo as suas características bem como a metodologia seguida na construção do seu tabuleiro.

De seguida, apresenta-se um capítulo referente aos materiais utilizados, onde serão apresentadas as suas características e explicitados alguns dos fenómenos que lhes estão associados.

Nos subcapítulos seguintes são enunciadas as ações que foram consideradas, as combinações e os critérios de limitação de tensões utilizados.

Para terminar, são apresentados os subcapítulos referentes a cada um dos dois métodos construtivos: construção de um tramo contínuo com recurso a cimbra autolanzável e a construção tramo a tramo com aduelas pré-fabricadas.

3.1. PONTE ANITA GARIBALDI

A ponte Anita Garibaldi atravessa o “Canal das Laranjeiras” em Laguna, no Brasil, e tem um comprimento total de 2830 m. Insere-se na BR-101, a mais importante estrada a fazer ligação entre o Brasil e outros países da América do Sul [18]. A sua construção, em 2013-2014, deveu-se à necessidade de dar resposta ao aumento de tráfego que se verificava na altura, especialmente nos meses de verão em que o tráfego aumenta consideravelmente devido ao turismo.

Os subcapítulos que se seguem foram baseados em [18]

3.1.1. ASPETOS CONSTRUTIVOS

A ponte Anita Garibaldi é composta por 49 tramos de 50 m. A estrutura principal pode ser dividida em três trechos, o viaduto Este com 1640 m, o viaduto Oeste com 790 m e o vão principal com 400 m (Fig. 3.1 | 1)

Ambos os viadutos foram construídos tramo a tramo com recurso a uma lançadeira de Aduelas pré-fabricadas, LG50-S fornecida pela empresa BERD. Começou por se construir o viaduto Este e depois da desmontagem, transporte e nova montagem do equipamento, foi construído o viaduto Oeste. O vão principal foi construído com recurso a carros de avanços.

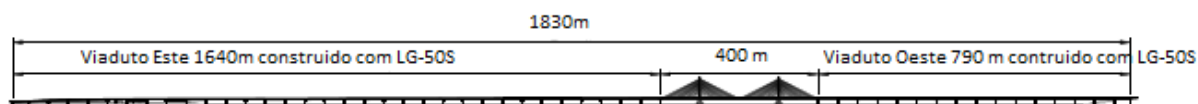


Fig. 3.1 | 1 – Ponte Anita Garibaldi [18]

A secção transversal é em caixão com 9 m de comprimento ao qual foram assembladas duas abas, uma de cada lado, com 7,5 m cada. As abas são assembladas em consola e suportadas por elementos pré-fabricados de betão (Fig. 3.1 | 2).

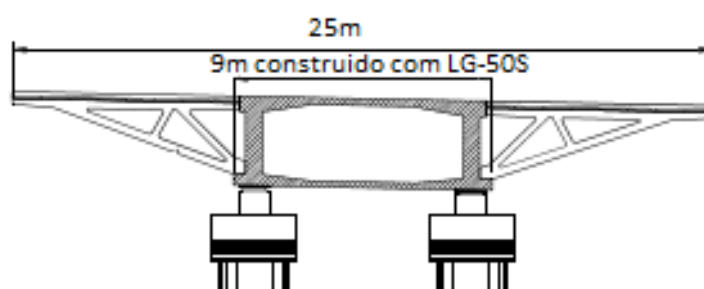


Fig. 3.1 | 2 – Secção transversal do tabuleiro [18]

3.1.2. DESAFIOS DO PROJETO

A construção da Ponte Anita Garibaldi obrigou a algumas especificidades no design da LG-50S:

- Para cumprir os prazos, a LG-50S teria de ser capaz de construir um vão de 50 m a cada 5 dias.
- A LG-50S tinha de estar preparada para ser montada no viaduto Este, desmontada e novamente montada no viaduto Oeste.
- A LG-50S tinha de estar preparada para operar com ventos de velocidade igual a 60km/h, no entanto deveria ter equipamento extra pronto a ser montado para casos em que a velocidade do vento atingisse 160km/h (a zona é conhecida pela ocorrência de ventos fortes).
- A LG-50S tinha de estar equipada com para-raios com ligação ao solo (a região é conhecida por ser um dos locais mais tempestuosos do mundo).

3.1.3 DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO

A solução desenvolvida pela BERD para a construção do tabuleiro da ponte sobre o rio Laguna passou pela utilização de uma lançadeira superior de aduelas – LG-50S que fosse capaz de elevar e assemblar elementos pré-fabricados de 90 ton. Em seguida apresenta-se a Fig. 3.1 | 3, na qual estão descritos os elementos principais da lançadeira:

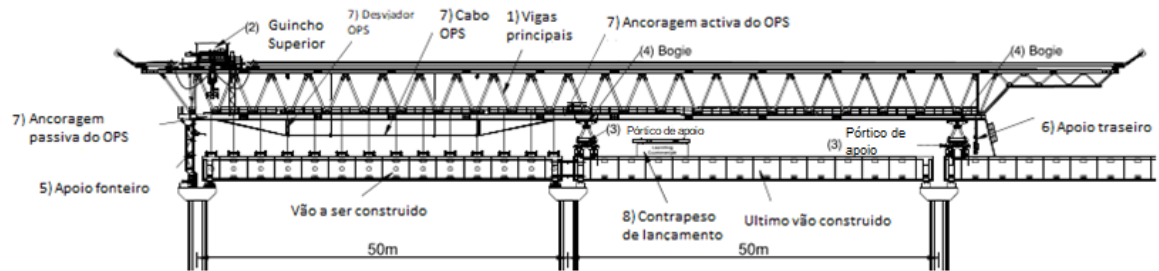


Fig. 3.1 | 3 – Lançadeira superior de aduelas, LG-50S [18]

- | | |
|----------------------|-----------------------------|
| 1) Viga principal; | 5) Apoio fronteiro; |
| 2) Guincho superior; | 6) Apoio traseiro |
| 3) Pórtico de apoio; | 7) Elementos OPS |
| 4) <i>Bogie</i> ; | 8) Contrapeso de lançamento |




A operação da lançadeira pode ser descrita muito sucintamente em duas fases. A fase estática e a fase de lançamento. A fase estática da LG-50S compreende todas as operações feitas durante a construção do tramo “n” e a fase de lançamento as operações que ocorrem entre a construção do tramo “n” e do tramo “n+1”.

Durante a fase estática o suporte dianteiro é feito diretamente sobre os pilares utilizando o apoio fronteiro e os apoios intermédio e traseiro assentam sobre o tabuleiro com recurso a pórticos de apoio. Durante a fase de lançamento, a LG50-S apoia-se unicamente sobre os pórticos de apoio.

3.1.4 CICLO DE TRABALHOS

A construção da ponte Anita Garibaldi teve uma duração de 75 semanas e foi atingida uma produtividade mais elevada do que a esperada. Com efeito, em vez dos 5 dias estipulados para a construção de cada vão, foram necessários apenas 4. Na Tabela 3. 1 é descrita a ordem de trabalhos:

Tabela 3. 1 – Ciclo de trabalhos da LG50-S [18]

OPERAÇÕES	Dia 1	Dia 2	Dia 3	Dia 4
Fase de lançamento				
Posicionamento dos segmentos				
Aplicação do pré-esforço				

Em construções tramo a tramo com aduelas pré-fabricadas, o número de segmentos que compõem cada tramo é determinante para a duração do ciclo de trabalhos visto que, o processo de posicionamento dos mesmos, representa cerca de 40% do tempo total de um ciclo. No presente caso, foram utilizados 14 segmentos por tramo do tabuleiro.

O processo de construção de cada tramo começa pelo pré-carregamento da Lançadeira, o que consiste em suspender metade dos segmentos na zona frontal da estrutura metálica (Fig. 3.1 | 4). A admissão dos elementos é feita ou a partir da parte já construída da ponte ou a partir de um nível inferior.

A construção do tramo propriamente dita inicia-se através do posicionamento das duas primeiras aduelas. Esta operação é geometricamente muito delicada já que é de suma importância que o início de construção do tramo cumpra os alinhamentos definidos em projeto. Cada aduela é colada à aduela anterior e é aplicado pré-esforço temporário, de modo a garantir uma pressão de contacto suficiente para a cura da resina de *epoxy* (Fig. 3.1 | 5).

Quando o terceiro segmento é içado para a sua posição, o OPS começa a atuar, compensando qualquer acréscimo de deformação provocado na lançadeira. O mesmo acontece até ao posicionamento da última aduela. Desta forma consegue-se um desvio mínimo no alinhamento altimétrico, o que reduz a necessidade de sistemas de controlo da geometria do tabuleiro [18].

Depois do último segmento ser posicionado, inicia-se a operação de aplicação do pré-esforço. A deformação na lançadeira resultante desta etapa é compensada pela diminuição de tensão nos cabos do OPS. Quando o peso do tabuleiro deixa de ser suportado pela lançadeira procede-se às correções geométricas necessárias através de macacos hidráulicos verticais e transversais.



Fig. 3.1 | 4 – Pré-carregamento da LG50-S



Fig. 3.1 | 5 – Posicionamento dos segmentos [18]

3.1.5 IMPACTO DO OPS

A utilização do Sistema de Pré-esforço Orgânico, para além das conveniências relativas ao controlo de deformação que lhe são características, apresenta 4 principais vantagens no caso concreto da ponte Anita Garibaldi:

- Impacto direto na produtividade devido à redução de tempo de pré-carregamento (são pré-suspensos menos segmentos).
- A monitorização contínua da estrutura, conseguida com OPS, ganha relevância quando se utilizam lançadeiras devido à importância do controlo geométrico durante o posicionamento dos elementos, que se torna mais simples e segura.
- O OPS permite que se controle deformações sem aumento significativo de peso e ao mesmo tempo reduz consideravelmente os custos de controlo geométrico.
- A função do OPS de controlar a tensão nas juntas coladas com resina *epoxy* torna possível o uso de segmentos maiores (o que leva a traduzir em menos segmentos por tramo) e permite reduzir a quantidade de pré-esforço temporário entre as aduelas.

3.2. MATERIAIS

3.2.1. BETÃO

O Betão é um material amplamente usado no contexto da engenharia civil. É um material que apresenta um bom comportamento à compressão, mas que muitas vezes é combinado com aço devido à sua fraca resistência à tração.

Dependendo do processo de fabrico e das características dos materiais que o compõem, é possível obter diferentes tipos de betão.

Encontram-se ilustradas na Tabela 3. 2 a classe e as características do betão utilizado neste trabalho:

Tabela 3. 2 – Características do betão

Classe betão	C40/50
f_{ck}	40 MPa
f_{cm}	48 MPa
E_{cm}	35 GPa
f_{ctm}	3,5 MPa
$f_{ctk,0,05}$	2,5 MPa
μ	0,2
α	9,90E-06

f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura de compressão do betão aos 28 dias

f_{cm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão

E_{cm} – Módulo de elasticidade secante do betão

f_{ctm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples

f_{ctk} – Valor da tensão de rotura do betão à tração para o quantilho de 5%

μ – Coeficiente de *Poisson*

α – Coeficiente térmico

Para o estudo relativo à construção de tramos contínuos com recurso a cimbra autolancável, o betão será submetido a carregamentos em idades diferentes. Como as características do betão se desenvolvem com o tempo é importante que estas sejam conhecidas para as diferentes idades de carregamento.

Na Tabela 3. 3 apresentam-se os valores das propriedades do betão nas idades que importam para o estudo que será efetuado:

Tabela 3. 3 – Desenvolvimento das propriedades do betão com o tempo

Dias	$\beta_{cc}(t)$	$f_{cm}(t)$	$f_{ctm}(t)$	$E_{cm}(t)$
7	0,78	37,38	2,73	32,47
14	0,9	43,38	3,16	33,93
21	0,96	46,18	3,37	34,6
28	1	48	3,5	36

A partir dos 28 dias admite-se que as propriedades do betão não se desenvolvem mais.

Os valores obtidos foram deduzidos utilizando as fórmulas de [5]:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (3.1)$$

s – Coeficiente que depende do tipo de cimento;

Para o caso em estudo foi usado em tipo de cimento N (normal), s = 0,2.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \quad (3.2)$$

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} \times f_{ctm} \quad (3.3)$$

$\alpha = 1$ para $t < 28$ dias

$\alpha = 2/3$ para $t > 28$ dias

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t)/f_{cm})^{0,3} \times E_{cm} \quad (3.4)$$

Em seguida, para que se possa perceber de um modo mais claro a influência do passar do tempo nas propriedades do betão, ilustram-se, na Fig. 3.2 | 1, as linhas de evolução das tensões de resistência à tração e à compressão do betão bem como do seu módulo de elasticidade:

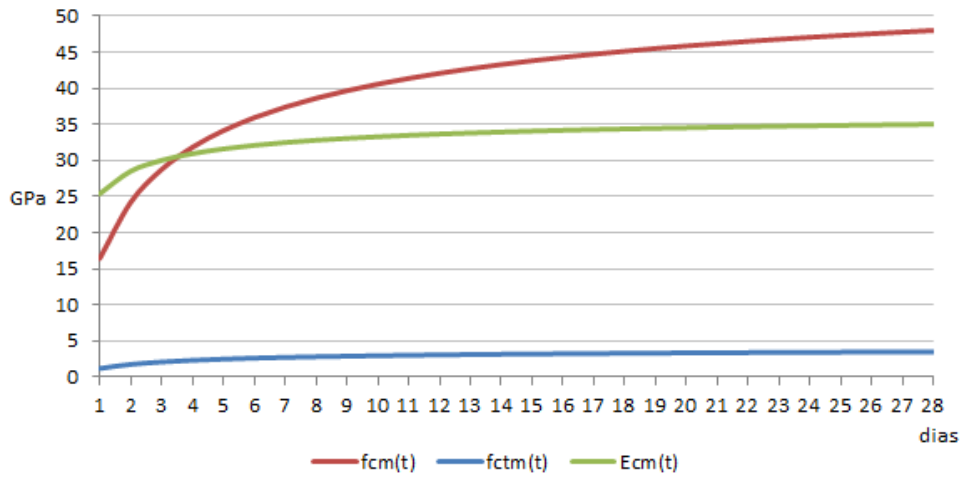


Fig. 3.2 | 1 – Desenvolvimento das propriedades do betão no tempo

3.2.1.1. Fluência

A fluência pode ser definida como a deformação que ocorre no betão ao longo do tempo sob carregamento constante.

O betão carregado no instante t_0 sofre uma deformação instantânea ε_{c0} , a qual aumenta com o tempo atingindo o valor ε_{ct} no instante t . À deformação que ocorre entre o espaço de tempo que dura desde a deformação instantânea até à deformação no instante t dá-se o nome de deformação por fluência, ε_{cc} .

$$\varepsilon_{ct} = \varepsilon_{c0} + \varepsilon_{cc} \quad (3.5)$$

O coeficiente de fluência é definido como o quociente entre a deformação por fluência e a deformação instantânea:

$$\varphi(t, t_0) = \varepsilon_{cc} / \varepsilon_{c0} \quad (3.6)$$

.O processo para obtenção deste coeficiente, segundo o EC2 Anexo B, é o seguinte:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0) \quad (3.7)$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0) \quad (3.8)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \times \sqrt[3]{h_0}} \times \alpha_1 \right] \times \alpha_2 \quad (3.9)$$

para $f_{cm} > 35 \text{ MPa}$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (3.10)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,2})} \quad (3.11)$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (3.12)$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} \quad (3.13)$$

$$\beta_H = 1,5 \times [1 - (0,012RH)^{18}] \times h_0 + 250\alpha_3 \quad (3.14)$$

para $f_{cm} \geq 35 \text{ MPa}$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad (3.15)$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad (3.16)$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (3.17)$$

Considerando uma HR de 75%, a secção a meio vão e um cimento de tipo N (cimento de endurecimento normal) obtêm-se o seguinte resultado para o coeficiente de fluência:

Método construtivo com cimbra autolanzável: $\phi(10000,3) = 2,0200$

Método construtivo com lançadeira: $\phi(10000,90) = 1,0523$

Como se verá mais à frente no subcapítulo referente aos efeitos diferidos, o coeficiente de fluência assume grande importância no desenvolvimento dos esforços sentidos pelas estruturas ao longo do tempo.

3.2.1.2. Retração

A extensão total de retração é compreendida por duas partes:

- Retração por secagem, que resulta da migração da água através do betão endurecido. Esta componente da retração do betão evolui lentamente

- Retração autógena, que se desenvolve durante o endurecimento do betão e é função linear da resistência do betão.

Em seguida será descrito o processo de cálculo desta característica do betão segundo [5]:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.18)$$

ε_{cs} – Extensão total de retração

ε_{cd} – Extensão de retração por secagem

ε_{ca} – Extensão de retração autógena

O desenvolvimento da extensão de retração por secagem com o tempo é obtido por:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \times k_h \times \varepsilon_{cd0} \quad (3.19)$$

k_h – Coeficiente que depende da espessura equivalente, h_0 , de acordo com a Tabela 3. 4:

Tabela 3. 4 – Valores de k_h em função de h_0

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,7

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (3.20)$$

t – Idade do betão na data considerada, em dias

t_s – Idade do betão no início da retração por secagem; normalmente corresponde ao fim da cura

h_0 – Espessura equivalente da secção transversal = $2A_c/u$

A_c – Área da secção transversal do betão

u – Perímetro da parte da secção transversal exposta à secagem

Os valores nominais da retração livre por secagem $\varepsilon_{cd,0}$ (em %) para o betão com cimento CEM da classe N encontram-se listados na Tabela 3. 5:

Tabela 3. 5 – Valores de $\varepsilon_{cd,0}$ em função da HR e da classe do betão [5]

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Humidade Relativa (em %)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

A extensão de retração autógena é obtida por:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.21)$$

em que:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \times 10^{-6} \quad (3.22)$$

e

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) \quad (3.23)$$

Considerando uma HR de 75%, a secção a meio vão e um cimento de tipo N (cimento de endurecimento normal) obtêm-se os seguintes resultados para os coeficientes de retração (Tabela 3. 6):

Tabela 3. 6 – Valores discriminados da extensão por retração para cada um dos métodos estudados

	$\varepsilon_{cd}(10000)$	$\varepsilon_{ca}(10000)$	$\varepsilon_{cs}(10000)$
Construção <i>in situ</i>	0,181734	0,000075	0,181809
Construção com aduelas pré-fabricadas	0,18005	0,000075	0,180125

Considerou-se para um tempo igual a infinito 10000 dias e para idade de aplicação do pré-esforço 3 dias.

3.2.2. AÇO DE PRÉ-ESFORÇO

Para as considerações necessárias em relação ao aço de pré-esforço a utilizar no presente trabalho o autor recorreu aos documentos técnicos da VSL [28]. O sistema de ancoragem selecionado foi o GC System (Fig. 3.2 | 2) com cordões de 15 (0,6") de diâmetro.



Fig. 3.2 | 2 – Sistema de ancoragem GC da VSL [28]

As suas especificações técnicas encontram-se ilustradas na Tabela 3. 7:

Tabela 3. 7 – Especificações técnicas do GC System da VSL

Tipo de Cordão		15mm (0,6")
Diâmetro nominal d	mm	15,7
Área nominal da secção A_p	mm²	150
Massa	kg/m	1,17
Tensão de cedência $f_{p0,1k}$	MPa	1640
Tensão de rotura à tracção f_{pk}	MPa	1860
Modulo de Young E	GPa	195

Os valores do coeficiente de atrito e do escorregamento das armaduras para o GC System da VSL são:

$$\mu = 0,18$$

$$k = 0,001 \text{ m}^{-1}$$

$$\Delta s = 0,005 \text{ m}$$

3.3. AÇÕES

Segundo [1] as ações podem ser classificadas em três grupos, de acordo com a sua variação no tempo (Fig. 3.3 | 1):

AÇÕES PERMANENTES

Como o próprio nome indica, são ações sobre a estrutura que ocorrem durante toda a sua vida. Estas ações podem sofrer alterações mas sempre de carácter muito reduzido. Alguns exemplos são:

- Peso Próprio
- Restantes cargas permanentes
- Pré-esforço

AÇÕES VARIÁVEIS

Ao contrário das ações permanentes, este tipo de ações têm uma variação significativa durante a vida da estrutura. Alguns exemplos são:

- Sobrecargas regulamentares
- Variações de Temperatura
- Vento
- Equipamento aliado ao método construtivo

AÇÕES ACIDENTAIS

São ações de duração extremamente curta, e com baixa probabilidade de ocorrência. Alguns exemplos são:

- Explosões
- Choques provocados por veículos
- Tornados

Os sismos podem ser tratados como ações variáveis ou acidentais, dependendo da frequência com que ocorrem na zona.

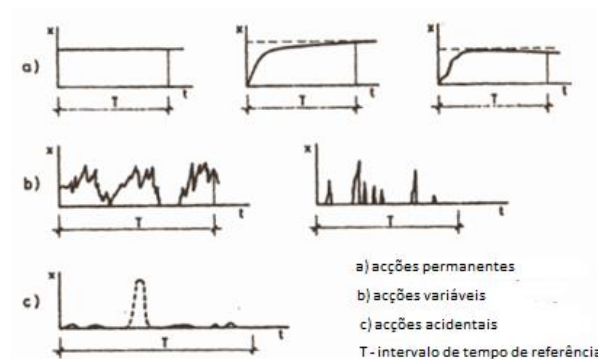


Fig. 3.3 | 1 – Diagramas dos tipos de ações no tempo [50]

Note-se que na presente dissertação nem todas as ações supramencionadas serão objeto de estudo. Com efeito, o autor considerou apenas para efeitos de cálculo as ações permanentes e variáveis com componente vertical relevante para o caso em estudo.

Deve ser chamada a atenção para uma outra classificação das ações, desta vez relativamente ao seu modo de aplicação, que pode ser direto ou não. Assim sendo, as ações diretas são aquelas que dizem respeito às cargas aplicadas sobre a estrutura enquanto as indiretas são as que resultam de deformações impostas à mesma.

Considerando o autor que em relação às ações diretas não seja necessária uma explicação mais profunda, urge, no entanto, explicar um pouco mais detalhadamente as ações indiretas já que algumas delas foram utilizadas durante a fase de cálculo do presente estudo.

Conforme dito anteriormente, ações indiretas são deformações impostas que resultam de fenómenos como a variação da temperatura, a retração do betão, assentamento de apoios, fluência diferencial do betão e outros. Quando submetida a estas ações, a estrutura tende a deformar-se, no entanto, devido ao seu carácter hiperestático (número de ligações ao exterior superior ao necessário), essas deformações são impedidas. Para o caso destas ações, é muito importante o estudo da elasticidade da estrutura (EI, GI, EA) na medida em que, quanto mais elástica esta se revelar, menores serão as solicitações.

3.3.1. PESO PRÓPRIO

Com o conhecimento do comprimento dos vãos, do peso específico do betão, tomado como 25 kN/m^3 e da secção da ponte, o programa cria automaticamente o caso de carga que define o peso próprio da estrutura.

3.3.2. RESTANTES CARGAS PERMANENTES

As Restantes Cargas Permanentes consideradas para o efeito de cálculo no trabalho são as descritas na Tabela 3. 8:

Tabela 3. 8 – Caso de carga RCP

	Peso Especifico	Dimensões	Quantidade	kN/m
New Jersey	25 kN/m^3	0,2127 m^2	2	10,64
Tapete Betuminoso	25 kN/m^3	0,07x22,63 m^2	1	39,6
Separador/Rail	25 kN/m^3	0,2941 m^2	1	7,35
Total				57,59

3.3.3. PRÉ-ESFORÇO

Para determinar a ação do pré-esforço sobre a estrutura deve ser calculada a força a aplicar nos cabos. Para isso, a estratégia utilizada consistiu em definir o traçado que equivale ao seu centro geométrico e garantir a condição de descompressão na zona de momentos máximos para uma combinação de ações que varia consoante o método construtivo que se está a utilizar.

$$-\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{P_{\infty} \times e}{I} \times y + \frac{M_{max}}{I} < 0 \quad (3.24)$$

Na definição do traçado dos cabos de pré-esforço, deve-se em primeiro lugar entender que o objetivo ao adicionar pré-esforço ao betão é, como já foi dito anteriormente neste trabalho, contrariar os efeitos provocados pelas restantes ações.

Tendo em conta o que foi mencionado no parágrafo anterior foram definidos os seguintes pressupostos para a conceção do traçado inicial de pré-esforço:

- Excentricidade máxima na zona onde o diagrama de momentos é máximo para uma determinada combinação.
- O traçado do cabo deve cruzar o centro de gravidade da peça numa secção próxima daquela onde o diagrama de momentos resultante das cargas permanentes é nulo.
- O ponto de inflexão do traçado dos cabos está sobre a reta que une os pontos de excentricidade máxima.
- Devem ser respeitadas as restrições de ordem prática da construção.

Mais adiante no trabalho, para o caso do método construtivo com cimbra autolanzável, será feita uma otimização do traçado tendo em conta as diferentes componentes do momento fletor provocado pelo pré-esforço.

3.3.4. SOBRECARGA RODOVIÁRIA

O modo de aplicar este caso de carga vem descrito no EC1 Parte 2: Ações de tráfego em pontes.

Segundo [4] devem ser estudados quatro modelos de carga distintos para a verificação ao ELU sem fadiga (a norma prevê modelos específicos para verificações com fadiga), designados por Load Models:

- Load Model 1 (LM1): Compreende cargas concentradas que pretendem simular os veículos-tipo (Tandem System, TS), e cargas uniformemente distribuídas que cobrem a maior parte dos efeitos dos veículos pesados e ligeiros (Uniformly Distributed Load, UDL)
- Load Model 2 (LM2): Compreende apenas uma carga concentrada num eixo único e cobre os efeitos dinâmicos do tráfego em pontes de pequeno vão (3 a 7 m).
- Load Model 3 (LM3): Compreende cargas concentradas numa serie de eixos representativos de veículos especiais que podem circular em estradas com permissão para cargas fora do comum.
- Load Model 4 (LM4): Compreende uma carga uniformemente distribuída que pretende representar os efeitos de uma multidão. Só é utilizada caso o LM1 não cubra o seu efeito.

Neste trabalho as verificações serão feitas apenas para o LM1 uma vez que este engloba a generalidade dos casos.

Load Model 1

Na consideração deste modelo de carga, a faixa de rodagem deve ser dividida em *notional lanes*. Nestas, podem atuar até três veículos-tipo alinhados transversalmente com valores de carga que variam conforme a via na qual atuam.

Os veículos-tipo (TS) são representados por dois eixos, cada um com uma carga de $\alpha_Q Q_k$ e a Carga Uniformemente Distribuída (UDL), assume um valor igual a $\alpha_Q q_k$ por metro quadrado de *notional lane*.

Segundo [4] a largura da faixa de rodagem é medida entre os lancis ou outros limites fixos impostos à circulação de veículos e representa-se por w . Na Tabela 3. 9 é descrito o modo como se obtêm o número e a largura das *notional lanes*:

Tabela 3. 9 – Divisão da faixa de rodagem em notional lanes [4]

Carriageway width w	Number of notional lanes	Width of a notional lane w_l	Width of the remaining area
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$
NOTE For example, for a carriageway width equal to 11m, $n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, and the width of the remaining area is $11 - 3 \times 3 = 2\text{m}$.			

Quanto à localização e numeração das *notional lanes*, o EC1 refere que aquela que provoca o efeito mais desfavorável deve ser identificada como lane nº 1, a que provoca o segundo efeito mais desfavorável deve ser identificada como lane nº 2 e assim sucessivamente.

Em seguida apresentam-se, na Tabela 3. 10 e na Fig. 3.3 | 2, os valores característicos de Q_{ik} e q_{ik} , incluindo amplificação dinâmica e o esquema de aplicação do LM1 proposto por [4]:

Tabela 3. 10 – Valores característicos do LM1 [4]

Location	Tandem system TS	UDL system
	Axle loads Q_{ik} (kN)	q_{ik} (or q_{ik}) (kN/m ²)
Lane Number 1	300	9
Lane Number 2	200	2,5
Lane Number 3	100	2,5
Other lanes	0	2,5
Remaining area (q_{ik})	0	2,5

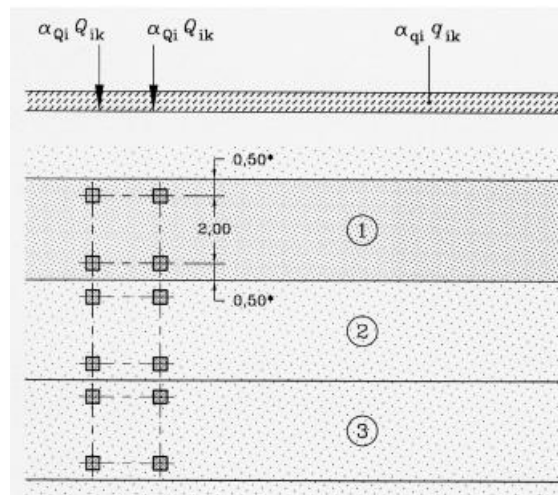


Fig. 3.3 | 2 – Esquema de aplicação do LM1 [4]

Os valores dos coeficientes de ajuste α_{Qi} , α_{qi} , e α_{qr} dependem do tráfego expectável.

No caso de estudo a secção é a representada na Fig. 3.3 | 3:

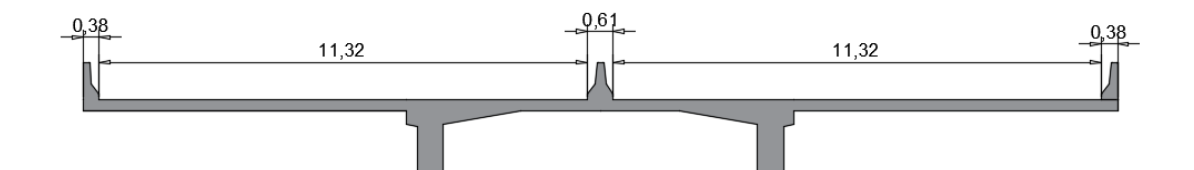


Fig. 3.3 | 3 – Divisão da faixa de rodagem

Nos casos em que a faixa de rodagem é separada fisicamente em duas partes por um separador fixo, cada uma das partes deve ser dividida individualmente em *notional lanes* (Fig. 3.3 | 4).

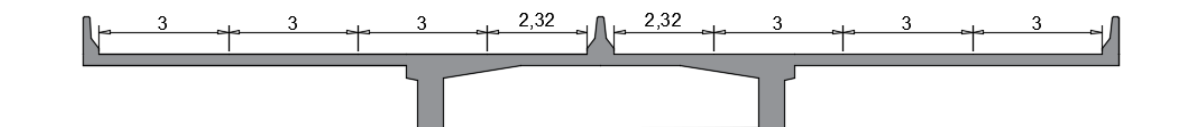


Fig. 3.3 | 4 – Divisão em *notional lanes*

Para finalizar a análise desta ação deve-se ter em conta que, as duas partes que a compõem, o TS e a UDL, têm fatores redutores, Ψ_i , que diferem consoante a combinação de utilização que se esteja a utilizar. Os seus valores podem ser consultados na Tabela 3. 11:

Tabela 3. 11 – Valores dos fatores redutores Ψ_i

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
TS	0,75	0,75	0
UDL	0,4	0,4	0

3.3.5. EQUIPAMENTO CONSTRUTIVO

Para análise desta ação é preciso ter em conta que como o equipamento construtivo utilizado nos diferentes métodos de construção não é o mesmo, a ação que este provoca também não o é.

3.3.5.1 Construção tramo a tramo com aduelas pré-fabricadas

Neste método construtivo os tramos são conseguidos por uma lançaadeira que assenta diretamente sobre os pilares. Por esta razão a ação do equipamento construtivo pode ser desprezada quando se analisa a superestrutura da ponte. Com efeito, esta não provoca quaisquer esforços sobre o tabuleiro (Fig. 3.3 | 5).

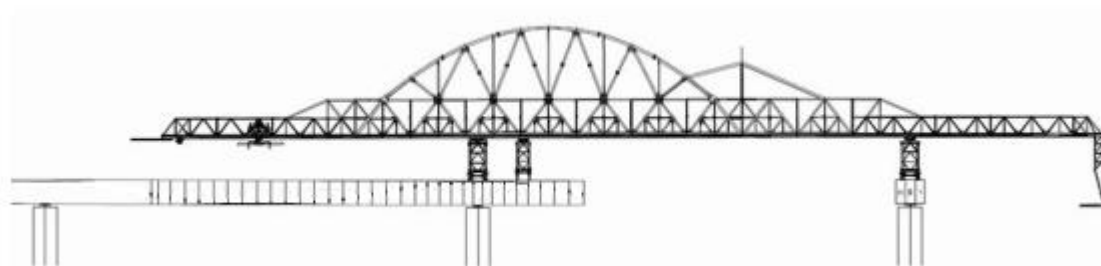


Fig. 3.3 | 5 – Lançaadeira superior de aduelas apoiada diretamente nos pilares [13]

3.3.5.2 Cimbre autolançável

No método construtivo *in situ* o equipamento utilizado é um cimbre autolançável. A ação do equipamento construtivo foi considerada tendo em atenção que, regra geral, o apoio dos cimbres autolançáveis se faz sobre o suporte dianteiro que assenta no pilar e sobre o suporte traseiro que assenta 1,5 m atrás da junta, dados fornecidos pela empresa BERD (Fig. 3.3 | 6).

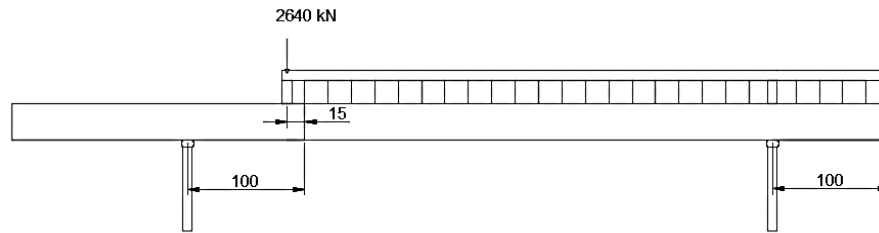


Fig. 3.3 | 6 – Desenho esquemático da ação do cimbra sobre o tabuleiro

Admitiu-se para o peso do cimbra 500 ton e que 2/3 desse peso descarregam sobre o pilar (suporte dianteiro) enquanto os restantes 1/3 descarregam sobre o tabuleiro (apoio traseiro). Esta distribuição de peso é favorável uma vez que a sua maior parte é descarregada sobre os pilares que transmitem a carga diretamente ao solo (dados fornecidos pela empresa BERD).

A ação que o apoio traseiro do cimbra exerce sobre a superestrutura deve ser contabilizada como 1/3 do peso do cimbra ao qual se soma o peso do betão. Segundo a empresa BERD, é comum adotar-se um valor igual a $1,6 \times 1/3$ do peso do cimbra.

Para simular o descimbramento deve ser aplicada uma carga de igual valor, mas de sentido contrário.

3.3.6. EFEITOS DIFERIDOS

O Anexo KK do EC2, parte 2 [6], descreve vários métodos de análise dos efeitos diferidos no comportamento do betão. Segundo esse anexo, o comportamento estrutural do betão com o tempo, como por exemplo a variação na deformação e/ou das ações internas deve ser tido em conta para análise aos diferentes estados de serviço.

O comportamento do betão no tempo deve ser explicado pelo coeficiente de fluência $\phi(t, t_0)$ ou então por uma função que tenha em conta a fluência ou a relaxação.

A análise das deformações e dos esforços internos de estruturas de betão armado e betão armado pré-esforçado no tempo pode ser feita considerando que a homogeneidade e a variação das propriedades do betão em diferentes regiões podem ser desprezadas. No entanto, qualquer alteração nas condições de apoio durante a fase construtiva e/ou durante o tempo de vida da ponte, deve ser tida em conta.

No Anexo KK são apresentados 5 métodos para análise dos efeitos diferidos em estruturas de betão. Em todos eles são aceites alguns pressupostos:

- A fluência e a retração são consideradas independentes uma da outra
- São desprezadas pequenas alterações nas propriedades da fluência e da retração
- O princípio da sobreposição dos efeitos é válido para a obtenção da deformação total devido a ações aplicadas em diferentes alturas.

O método utilizado neste trabalho é designado de método simplificado e pode ser descrito pela seguinte equação:

$$S_{\infty} = S_0 + (S_1 - S_0) \times \frac{E_c(t_1)}{E_c(t_0)} \times \left[\frac{\varphi(\infty, t_0) - \varphi(t_1, t_0)}{1 + \chi \varphi(\infty, t_1)} \right] \quad (3.25)$$

em que:

S_0 – Representa os esforços internos no final do processo construtivo.

S_1 – Representa os esforços internos no sistema estático final (ignorando o faseamento construtivo).

t_0 – Idade do betão quando é aplicada a ação permanente.

t_1 – Idade do betão quando o sistema estrutural é alterado.

χ – Coeficiente de envelhecimento, considerado igual a 0,8.

3.4. COMBINAÇÕES

Sendo o estudo feito neste trabalho uma comparação de consumos de pré-esforço entre métodos construtivos *in situ* e métodos com elementos pré-fabricados, e sendo a função principal do pré-esforço a de garantir valores aceitáveis de fendilhação do betão, garantindo que se cumpram os limites impostos para as combinações de estado limite de serviço (ELS), será analisada a segurança apenas para essas combinações (Tabela 3. 12). No entanto, para validar os resultados obtidos seria necessário proceder também à verificação ao estado limite último (ELU).

Tabela 3. 12 – Combinações de ELS

Combinação	Expressão
Característica	$\sum G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum \Psi_{0i} \times Q_{ki}$
Frequente	$\sum G_{kj} + P + \Psi_1 \times Q_{k1} + \sum \Psi_{2i} \times Q_{ki}$
Quase-Permanente	$\sum G_{kj} + P + \sum \Psi_{2i} \times Q_{ki}$

Estado limite, é o estado que a estrutura atinge a partir do qual deixa de funcionar segundo a normalidade. Consoante a gravidade do estado que a estrutura atinge podemos distinguir dois grupos de estados limite:

- Os estados limites de serviço (ou utilização) ELS, que provocam danos pouco severos na estrutura quando são atingidos. Tratam-se de malefícios ao nível do conforto das pessoas, do aspeto da estrutura ou do seu funcionamento;
- Os estados limites últimos ELU, associados a danos graves e que implicam o encerramento da estrutura. Salienta-se que estes estados limite dizem respeito não só à segurança da estrutura, mas sobretudo à das pessoas, quer as que a utilizam, quer as que andam nas suas imediações.

Para que o leitor possa perceber de um modo mais intuitivo a diferença entre as três combinações utilizadas no trabalho para a verificação ao estado limite de utilização, é sumariada em seguida a definição de cada uma delas [17]:

- Combinação Característica – estado limite de muito curta duração. Diz respeito a combinações de ações que solicitam a estrutura durante apenas algumas horas do seu período de vida útil.
- Combinação Frequente – estado limite de curta duração. São combinações de ações com duração da ordem dos 5% da vida da estrutura.

- Combinação Quase-Permanente – estado limite de longa duração. São combinações de ações que poderão atuar na estrutura durante metade do seu período de vida.

3.5 TENSÕES LIMITE

Para que o betão funcione corretamente são estabelecidos critérios que limitam a sua fendilhação assegurando o bom funcionamento, a durabilidade e a aparência das estruturas.

Tal como já foi dito anteriormente neste trabalho, os critérios que limitam as tensões no betão são diferentes para a construção *in situ* e para a construção com elementos pré-fabricados. Quando se constrói uma ponte com recurso a pré-fabricação os elementos são concebidos em local diferente do da obra, não existindo por essa razão na zona de ligação entre eles armadura ordinária. Por esse motivo, os limites de tensão em métodos com elementos pré-fabricados são mais severos.

As tensões exercidas pelos macacos hidráulicos durante a operação de puxe dos cabos de pré-esforço também têm de ser limitadas a fim de não ultrapassar valores que comprometam o seu bom funcionamento.

3.5.1 TENSÃO LIMITE NO BETÃO PARA A CONSTRUÇÃO *IN SITU*

Os critérios limitativos referentes a este método construtivo encontram-se na Tabela 3. 13:

Tabela 3. 13 – Limites de tensão no betão

Combinação de ações	Tensão máxima de compressão	Tensão máxima de tração
Fase construtiva	$0,6f_{ck}(t)$	$f_{ctm}(t)$
Quase-Permanente	$0,45f_{ck}$	0 (descompressão)
Frequente	-	$f_{ctk0,05}$

Segundo [5] o limite de tensão para a combinação característica de ações assume um valor igual a $0,6 f_{ck}$ sob o risco de ocorrência de fendilhação longitudinal. Para a combinação quase-permanente de ações define-se que com a ocorrência de tensões de compressão superiores a $0,45f_{ck}$ deixa de se poder considerar a fluência como linear.

Relativamente à tração, o EC2 define que nos casos da classe de exposição da estrutura em causa, (XC2, XC3 e XC4) para a combinação quase-permanente de ações não podem existir trações (descompressão). Deve também ser respeitado um limite máximo de abertura de fendas de 0,2 mm para a combinação frequente de ações. No entanto, por simplificação, na presente dissertação, para esta combinação serão admitidos níveis de tração iguais a $f_{ctk0,05}$

Para a fase construtiva considera-se o limite de $0,6f_{ck}(t)$ para compressão e $f_{ctm}(t)$ para tração. Durante esta fase, o desenvolvimento das características do betão explicitados anteriormente no trabalho será incluído.

3.5.2 TENSÃO LIMITE NO BETÃO PARA A CONSTRUÇÃO COM ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS

Para a limitação de tensão com recurso a aduelas pré-fabricadas foram adotados no caso da compressão os mesmos critérios que no método de construção *in situ*. Já para o caso das trações segundo [29] deve ser respeitada a condição de descompressão para todas as combinações de ações (Tabela 3. 14).

Tabela 3. 14 – Limites de tensão no betão

Combinação de ações	Tensão máxima de compressão	Tensão máxima de tração
Característica	$0,6f_{ck}$	0 (descompressão)
Quase-Permanente	$0,45f_{ck}$	0 (descompressão)
Frequente	-	0 (descompressão)

3.5.3 TENSÕES LIMITE NO AÇO DE PRÉ-ESFORÇO

Para a limitação de tensão na armadura de pré-esforço, o EC2 fornece dois critérios limitativos, um que diz respeito à tensão máxima a que os cabos podem ser submetidos no instante de esticamento:

$$P_{max} = A_p \times \sigma_{p,max} \quad (3.26)$$

$$\sigma_{p,max} = \min\{0,8f_{pk}; 0,9f_{p0,1k}\} \quad (3.27)$$

e outro referente à tensão inicial máxima, isto é, à tensão máxima no instante de esticamento, subtraída das perdas iniciais de pré-esforço:

$$P_{m0} = A_p \times \sigma_{p,m0} \quad (3.28)$$

$$\sigma_{p,m0} = \min\{0,75f_{pk}; 0,85f_{p0,1k}\} \quad (3.29)$$

A_p – Área da secção transversal da armadura de pré-esforço

$\sigma_{p,max}$ – Tensão máxima aplicada à armadura de pré-esforço

$\sigma_{p,m0}$ – Tensão máxima na armadura imediatamente após a aplicação do pré-esforço

Sendo que neste trabalho as tensões características de resistência do aço de pré-esforço são:

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{p0,1k} = 1640 \text{ MPa}$$

Obtêm-se os seguintes resultados para $\sigma_{p,max}$ e $\sigma_{p,m0}$:

$$\sigma_{p,max} = 1476 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p,m0} = 1394 \text{ MPa}$$

Na presente dissertação considerou-se sempre o esticamento dos cabos ao seu limite.

Note-se que os valores, 0,8, 0,9, 0,75, 0,85, que antecedem os valores característicos de resistência de um determinado tipo de aço de pré-esforço são os recomendados pelas Normas Europeias, sendo, portanto, possível adotar um valor diferente caso a norma do país onde a obra se insere assim o especifique.

3.6. CONSTRUÇÃO TRAMO CONTINUO COM CIMBRE AUTOLANÇÁVEL

3.6.1 MODELAÇÃO

A modelação da ponte foi feita no programa CSI-bridge (derivado do SAP2000) com recurso a um modelo de barras.

Na construção deste modelo foram considerados 7 vãos, uma vez que o comportamento do tramo central, para o qual será dimensionada a quantidade de pré-esforço não apresenta variações significativas comparativamente a modelos com um maior número de vãos (Fig. 3.6 | 1).

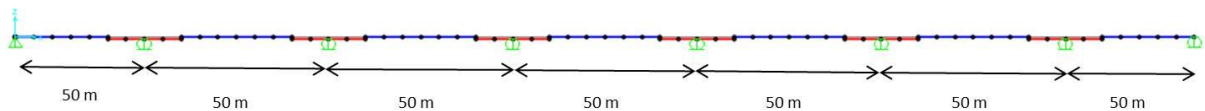


Fig. 3.6 | 1 – Modelo de barras desenvolvido para o método construtivo com betonagem *in situ*

O comprimento do vão-tipo é 50 m e para os vãos de extremidade foi considerado um comprimento de 0,7 vezes esse valor, o que perfaz 35m (valor sugerido pela empresa BERD).

A consideração de vãos de extremidade mais curtos que o vão tipo pode ser explicada pelo diagrama de momentos das cargas permanentes caso se considere o mesmo comprimento para todos os vãos. A Fig. 3.6 | 2 pretende explicar esse efeito:

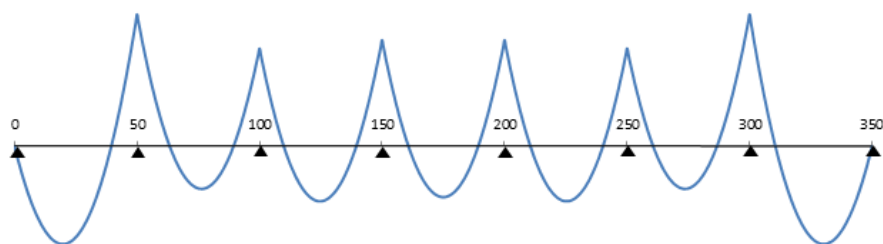


Fig. 3.6 | 2 – Diagrama de momentos no caso de comprimento de vãos de extremidade igual ao do vão tipo

Os momentos positivos que surgem nos vãos de extremidade são significativamente mais elevados que os que se verificam nos restantes. Ao fazer o dimensionamento incorrer-se-ia no erro de, ao considerar o caso mais condicionante o dos vãos de extremidade, sobredimensionar a quantidade de pré-esforço para os restantes vãos.

A solução que surge é, tal como já foi dito anteriormente, encurtar em 30% do comprimento do vão tipo os vãos de extremidade, tornando deste modo o diagrama de momentos resultante das cargas permanente mais homogéneo (Fig. 3.6 | 3).

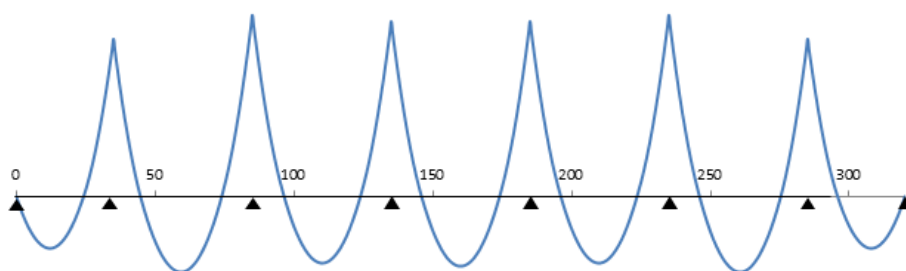


Fig. 3.6 | 3 – Diagrama de momentos no caso de comprimento de vãos de extremidade 30% inferior ao do vão tipo

3.6.2 SECÇÃO

Para a análise do caso em que será modelada a construção de um tramo contínuo com recurso a cimbra autolançável foi feito o pré-dimensionamento da secção. Serão consideradas duas secções distintas:

- Secção 1 – Secção presente a meio vão que se estende até uma distância $L/5$ m dos apoios.
- Secção 2 – Secção presente sobre os apoios e que se estende até à distância onde encontra a secção 1.

A necessidade de considerar secções distintas a meio vão e sobre os apoios, deve-se aos elevados momentos negativos que se fazem sentir sobre os pilares devido ao peso próprio do vão. Para fazer frente a essa situação, geralmente faz-se variar a secção desde meio vão (secção de menores dimensões) até aos apoios (secção de maiores dimensões). No caso prático desta dissertação, por simplificação foram consideradas apenas duas secções diferentes.

No entanto, importa referir, que, devido ao carácter comparativo do presente estudo, a secção deve ser o mais semelhante possível àquela usada no caso em que será modelada a construção de um tramo

com recurso a elementos pré-fabricados. Com esse intuito, apenas serão dimensionadas as almas e o banzo inferior da secção, mantendo todas as suas outras características intactas (a título de exemplo, a espessura do banzo superior e a altura da secção).

Foram utilizadas as fórmulas empíricas produzidas pela SETRA [10] para efetuar o dimensionamento da secção. Note-se que as tabelas e figuras aqui apresentadas são retiradas, com as devidas adaptações, de [15].

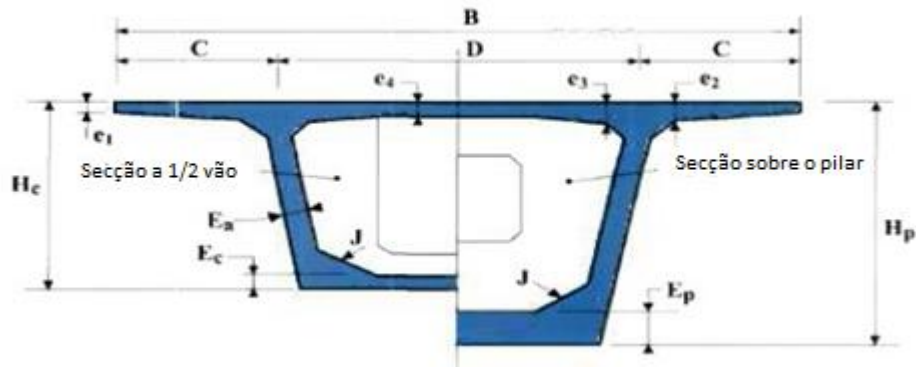


Fig. 3.6 | 4 – Secção em Caixa proposta pela SETRA [10]

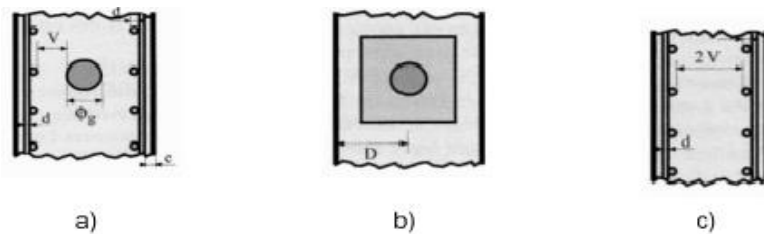


Fig. 3.6 | 5 – Espessura mínima das almas para garantir o recobrimento das armaduras e boas condições de ancoragem [10]

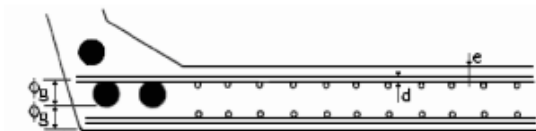


Fig. 3.6 | 6 – Espessura mínima do banzo inferior para garantir o recobrimento das armaduras e boas condições de ancoragem [10]

Tabela 3. 15 – Expressões de pré-dimensionamento das espessuras da secção [15]

Espessuras (cm)	Pré-esforço tradicional	
C	$\cong B/4$	(3.45)
e_1	16 a 18 cm no caso de guarda corpos 23 cm no caso de barreira normal BN1 24 cm no caso de barreira normal BN4	
e_2	$= \frac{C}{7}$ a $\frac{C}{8}$	(3.46)
e_3	$= 0,10 + \frac{D}{25}$	(3.48)
	$> e_2 - 0,10(m)$	(3.49)
	$e_3 > 1,5e_4$	(3.50)
	(Se o caixão for pré-esforçado transversalmente as espessuras e_2 , e_3 e e_4 podem ser reduzidas 10%)	
E_s	$= \frac{L}{275} + 1,25 \times \frac{B}{L} - 0,125$	(3.51)
	$= 0,26 + \frac{L}{500}$	(3.52)
	(bons resultados para pontes com vãos de 70 a 170m e largura do tabuleiro inferior a 15m)	
	$> 2 \times (e + 2d + V) + \phi g$	(3.53)
	com $V = 7cm$ (fig. 3.12 a))	
	$> 2 \times D$	(3.54)
	com $D = 18$ a $20cm$ (fig. 3.12 b))	
E_c (meio vão)	$> 3\phi_g$	(3.55)
	com $\phi_g = 7cm$ (fig. 3.12 c))	
	$= 2\phi_g + d + e$	(3.56)
	> 18 a $22cm$	(fig. 3.13)
E_c (sobre o pilar)	35 a 80 cm ou superior	

Devem também ser tidos em conta os seguintes critérios:

- A espessura das almas deve ser constante em toda a sua altura.
- A espessura da laje inferior é, regra geral, mínima a meio vão e máxima sobre os apoios, sendo que a lei de variação na direção horizontal pode ser de 4º grau, linear ou parabólica.
- A meio vão a espessura deve situar-se entre os 18 e os 22 cm para diminuir o peso próprio da secção.
- Para que o caixão possa ser considerado indeformável transversalmente, a espessura da laje inferior não deve ser menor que 1/3 da espessura das almas.

No caso concreto deste estudo, a variação da espessura do banzo inferior da secção não foi feita obedecendo a nenhuma das leis mencionadas no segundo ponto. O que se fez, foi considerar duas secções: uma em que a espessura do banzo inferior é mínima e outra em que é máxima.

Tendo em conta os pressupostos de pré-dimensionamento expostos anteriormente e as semelhanças impostas com a secção fornecida pela BERD, obtiveram-se os seguintes resultados (Fig. 3.6 | 7):

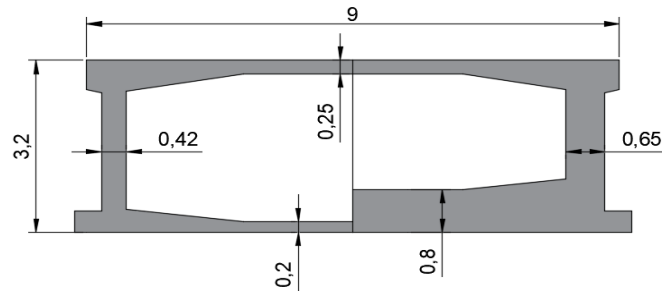


Fig. 3.6 | 7 – Dimensões da secção a meio vão e sobre os pilares

Na zona dos apoios, considerou-se a espessura das almas igual a 65 cm.

3.6.3 DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO

Conforme o já dito anteriormente no subcapítulo 3.3.3, para obter uma estimativa da força de pré-esforço deve verificar-se a condição de descompressão (eq. 3.24). Para isso, é necessário conhecer

- Os diagramas de momentos fletores resultantes da combinação quase permanente de ações (Fig. 3.6 | 8);

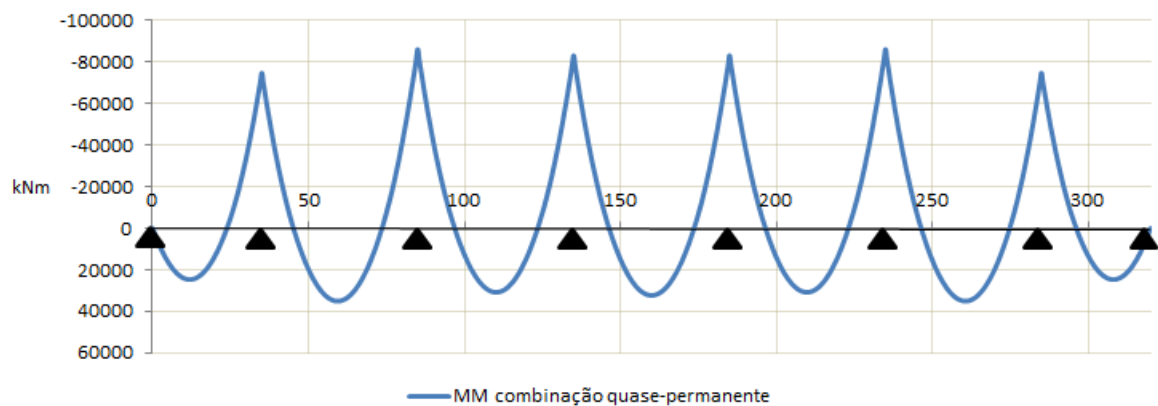


Fig. 3.6 | 8 – Diagrama de momentos da quase-permanente de acções

$$M_{\max}^+ = 35098 \text{ kN.m}$$

$$M_{\max}^- = 86147 \text{ kN.m}$$

- O traçado do cabo (Fig. 3.6 | 9)

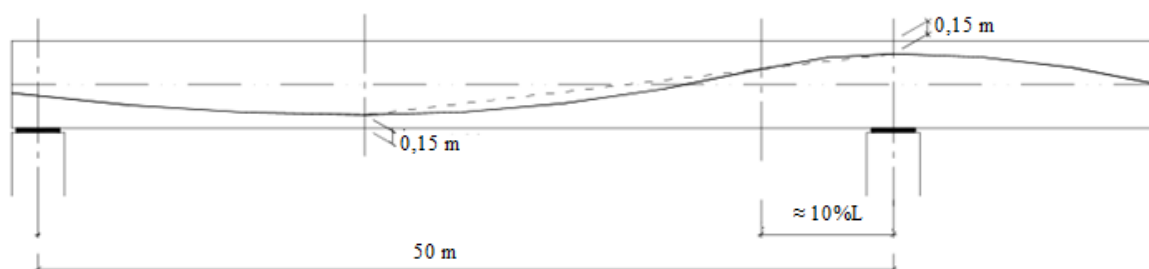


Fig. 3.6 | 9 – Traçado do cabo

Neste método construtivo o traçado do cabo foi definido com recurso a equação (3.32) que se apresente mais à frente no trabalho:

Para determinação do ponto de inflexão (ponto de mudança de parábola), sabe-se que este se situa sobre a reta que une dois pontos de excentricidade máxima consecutivos (Fig. 3.6 | 10):

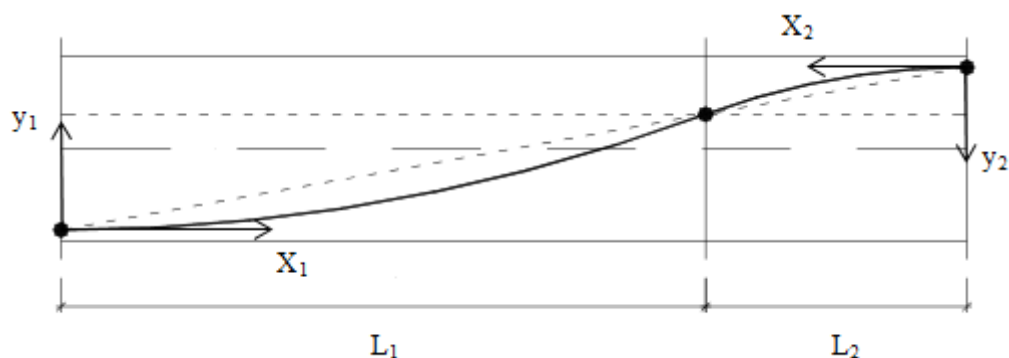


Fig. 3.6 | 10 – Determinação do ponto de inflexão

- As características geométricas da secção nas zonas de maiores momentos (Tabela 3. 16)

Tabela 3. 16 – Características das secções

	Secção 1/2 vão	Secção apoios
A (m ²)	7,87	13,22
I (m ⁴)	12,86	17,07
e (m)	1,53	1,75
y _{inf} (m)	1,68	-
y _{sup} (m)	-	1,9

Conhecidos estes três parâmetros calcula-se a força de pré-esforço a aplicar nos cabos para cumprir a condição de descompressão.

$$P_{\infty \square} = 14615,6 \text{ kN } (M_{CQP}^+)$$

$$P_{\infty \square} = 35097,8 \text{ kN } (M_{CQP}^-)$$

Considerando a condição de descompressão para o caso em que o momento positivo é máximo (meio vão) e para o caso em que o momento negativo é máximo (apoio), chega-se à conclusão que o mais condicionante é aquele de momento negativo.

OTIMIZAÇÃO DO TRAÇADO

Para se perceber o processo utilizado na otimização do traçado atente-se na Fig. 3.6 | 11:

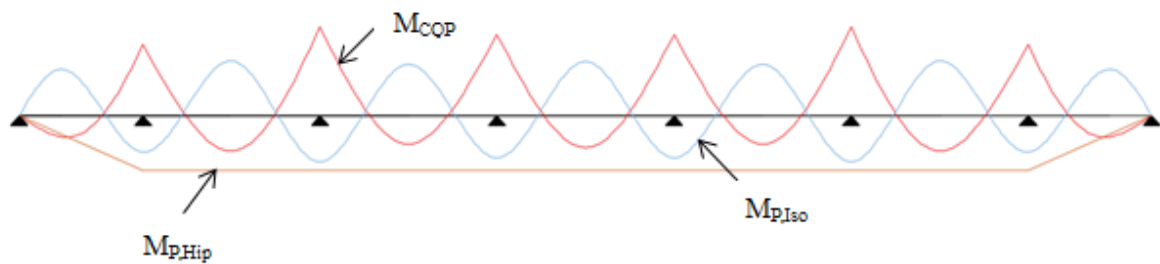


Fig. 3.6 | 11 – Discriminação dos digramas de momentos provocados pelas diferentes componentes do pré-esforço

- M_{CQP} – Momento provocado pela combinação quase permanente
- $M_{P,Hip}$ – Momento hiperestático do pré-esforço
- $M_{p,Iso}$ – Momento isostático do pré-esforço

O momento isostático do pré-esforço no caso de traçados parabólicos em tabuleiros com secção transversal em caixão, apesar de ser em termos qualitativos, simétrico ao do momento provocado pelas ações que atuam na estrutura, provoca momentos positivos superiores aos momentos negativos, o que vai contra aquilo que se passa no diagrama de momentos das ações atuantes.

É a componente hiperestética do pré-esforço que vem aproximar o seu momento total daquilo que é pretendido, ou seja, que se obtenha um diagrama o mais próximo possível, quantitativamente, ao diagrama das ações atuantes mas de sinal contrário.

Procurou-se então, para uma segunda alternativa de traçado, aumentar a componente relativa ao momento hiperestático provocada pelo pré-esforço. Segundo [30], aproximando o ponto de inflexão dos apoios, consegue-se o aumento pretendido.

Na Fig. 3.6 | 12 representa-se a distância do ponto de inflexão aos apoios do traçado inicial:

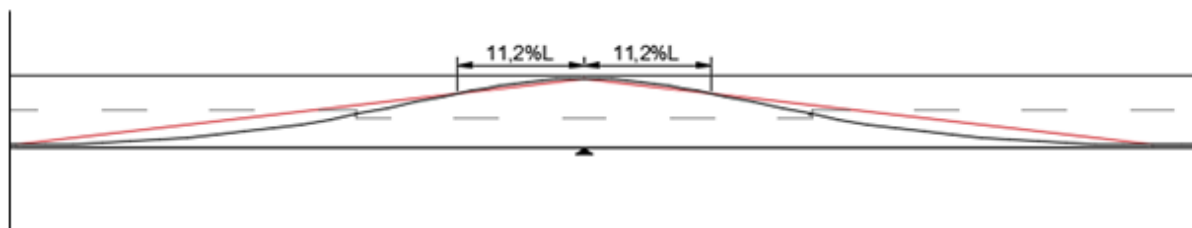


Fig. 3.6 | 12 – Traçado inicial de pré-esforço

Por uma questão de simplificação foi representada apenas a zona central, mas saiba-se que, ao longo de toda a estrutura, a distância do ponto de inflexão aos apoios nunca é inferior a 10,5% do comprimento do vão.

Para a otimização do traçado reduziu-se a distância do ponto de inflexão aos apoios para 7% do comprimento do vão (Fig. 3.6 | 13):

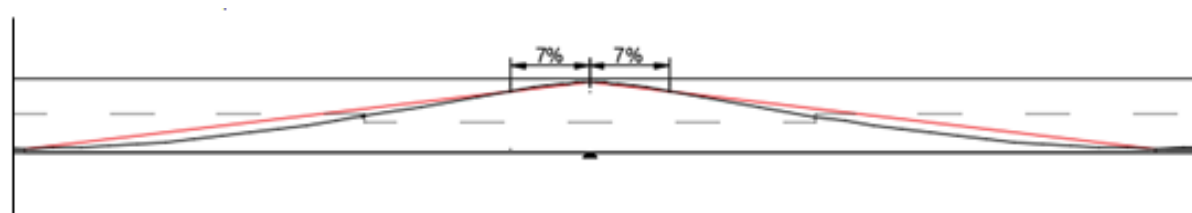


Fig. 3.6 | 13 – Traçado otimizado de pré-esforço

Reduzir a distância a um valor inferior a 7% do comprimento do vão tornaria o raio de curvatura dos cabos muito pequeno, o que põe em causa a sua posterior aplicação prática.

Em seguida apresenta-se na Fig. 3.6 | 14o resultado da comparação feita entre os momentos provocados por um e pelo outro traçado:

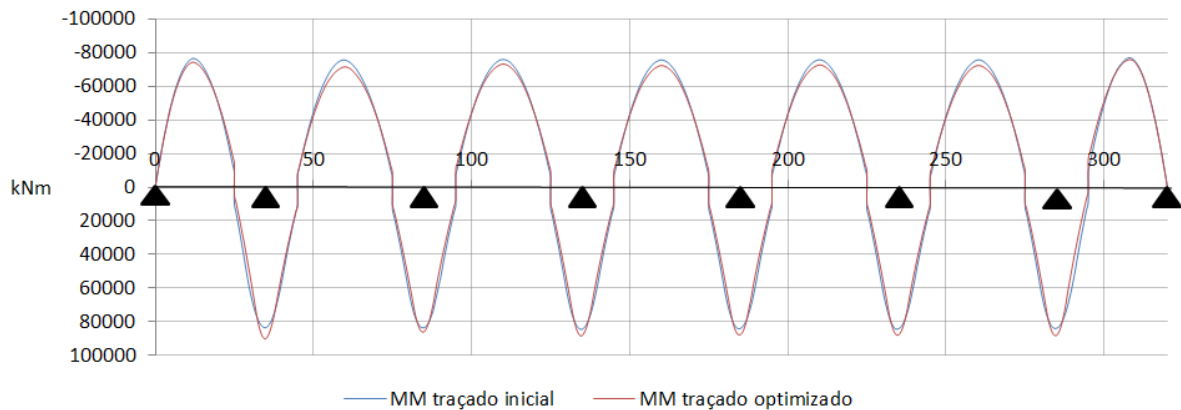


Fig. 3.6 | 14 – Comparação dos momentos provocados pelos diferentes traçados de pré-esforço

Analisando a figura pode concluir-se que de facto sobre os apoios ocorre um aumento do momento positivo provocado pelo pré-esforço enquanto a meio vão o momento negativo diminui. Nessas zonas, a diferença entre os momentos dos dois traçados atinge um percentual que varia entre os 4% e os 7%.

Uma vez que a variação se revelou ser muito baixa, para efeitos de cálculo, desprezou-se a otimização efetuada.

3.6.4 FASEAMENTO CONSTRUTIVO

No estudo da ponte construída com continuidade entre tramos, o período de tempo que se inicia com a construção do primeiro e termina com a construção do último assume grande importância.

À medida que a construção da ponte se vai desenvolvendo, acontece que a mesma secção é submetida a diferentes esforços e, consequentemente, a diferentes estados de tensão.

Ao analisar a estrutura durante o seu período de construção, o autor pretende verificar a segurança da mesma conhecendo o histórico de tensões a que cada secção é submetida.

Para isso, faz-se um faseamento do período construtivo da ponte onde serão efetuadas as devidas verificações de segurança.

Em seguida, na Tabela 3. 17, ilustra-se o faseamento construtivo considerado:

Tabela 3. 17 – Faseamento construtivo

Fase	Acção	Fase	Acção
Fase 1	PP1 PE1	Fase10	Descimbre3
Fase2	Cimbre1	Fase11	Cibre4
Fase3	PP2 PE2	Fase12	PP5 PE5
Fase4	Descimbre1	Fase13	Descimbre4
Fase5	Cimbre2	Fase14	Cimbre5
Fase6	PP3 PE3	Fase15	PP6 PE6
Fase7	Descimbre2	Fase16	Descimbre5
Fase8	Cimbre3	Fase17	PP7 PE7
Fase9	PP4 PE4		

Assumiu-se que o peso próprio e o pré-esforço são sempre aplicados na mesma fase e que existe mudança com a aplicação da carga correspondente à fase de colocação do cimbra no tramo a betonar e também com a aplicação da carga que corresponde à fase de avanço do cimbra (descimbramento).

Na Fig. 3.6 | 15 demonstra-se o modo como foi evoluindo a construção da ponte na modelação feita no programa.

O autor considerou suficiente apresentar apenas as 7 primeiras fases e a última.

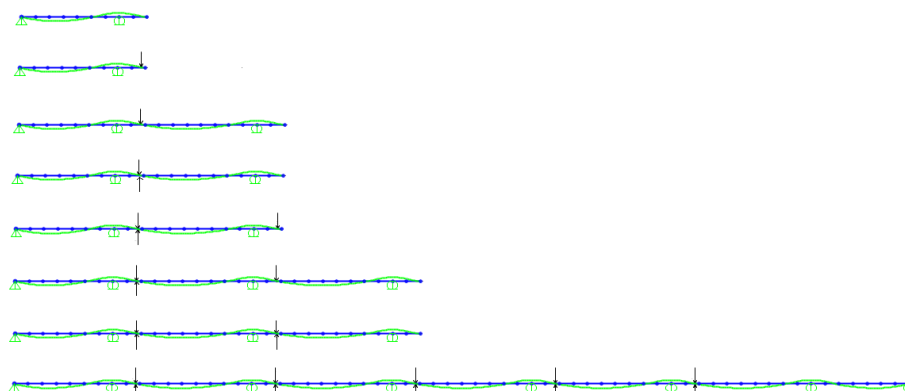


Fig. 3.6 | 15 – Modelação do faseamento construtivo

3.7. CONSTRUÇÃO TRAMO A TRAMO COM ADUELAS PRÉ-FABRICADAS

3.7.1 MODELAÇÃO

A construção deste modelo foi feita com apenas um tramo. O seu sistema estrutural consiste em tramos apoiados simplesmente sobre os pilares não havendo continuidade entre aquele que acaba de ser construído, o seu anterior e o seguinte. O que se passa no tramo “n” é independente aos restantes tramos, podendo, por esta razão, ser feita a modelação estudando apenas aquilo que se passa num dos vãos.

Foi criado um modelo de barras que consiste num vão de 50 m (Fig. 3.7 | 1).

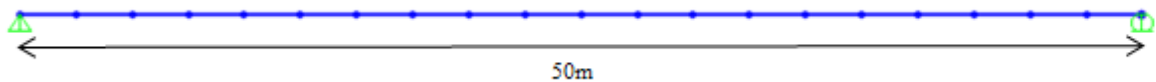


Fig. 3.7 | 1 – Modelo de barras desenvolvido para o método construtivo com elementos pré-fabricados

3.7.2 SECÇÃO

A secção considerada no estudo deste método construtivo foi retirada diretamente dos desenhos de projeto da ponte Anita Garibaldi fornecidos pela empresa BERD (Fig. 3.7 | 2).

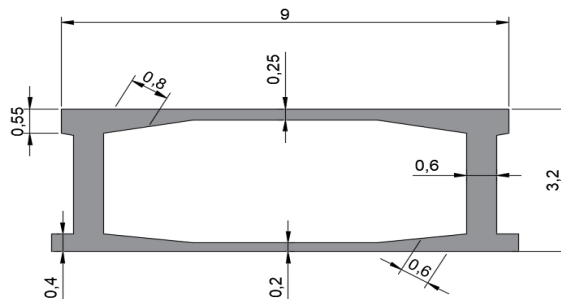


Fig. 3.7 | 2 – Secção transversal

3.7.2.1 Efeito shear lag

O shear lag caracteriza-se por ser um efeito que surge devido à deformação da secção causada pelos esforços de corte. Estudando o efeito shear lag é possível conhecer que parte da secção total resiste efetivamente aos esforços a que a estrutura está submetida.

Em [5] é descrito um método simplificado para a contabilização desse efeito tendo em conta a distância entre pontos de momento nulo, l_0 (Fig. 3.7 | 3):

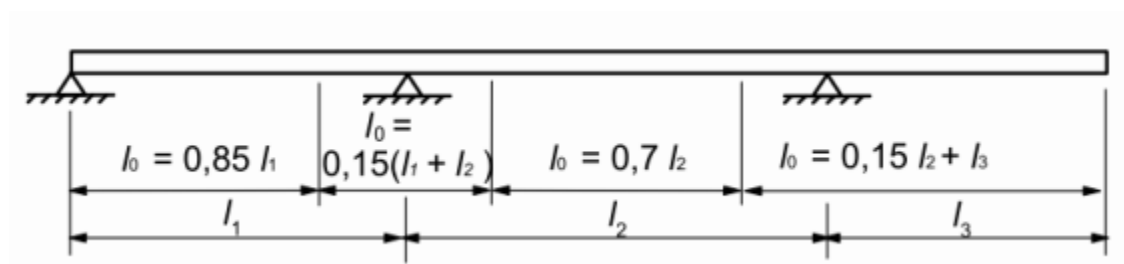


Fig. 3.7 | 3 – Determinação de l_0 [5]

Sendo:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (3.30)$$

$$b_{eff,i} = \min\{0,2 \times b_i + 0,1 \times l_0; 0,2 \times l_0; b_i\} \quad (3.31)$$

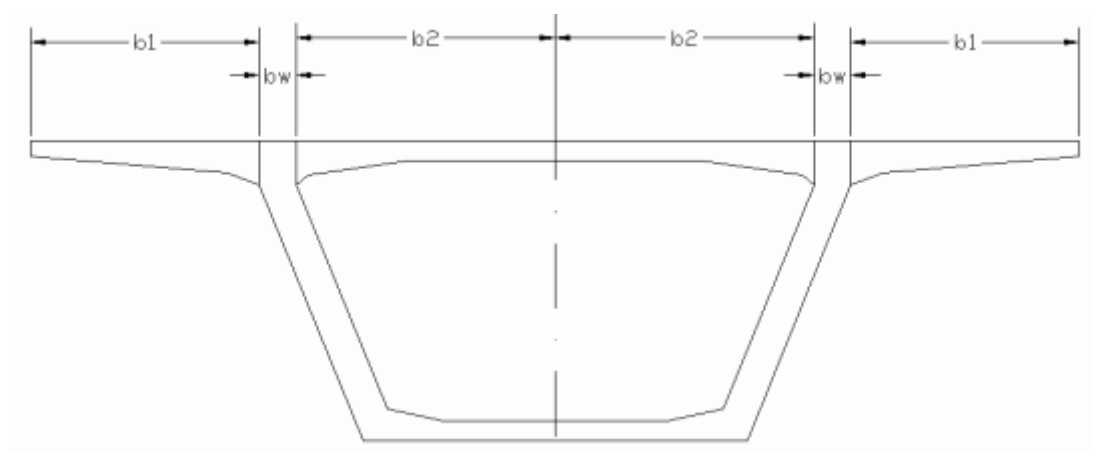


Fig. 3.7 | 4 – Determinação de b_1 , b_2 e b_w [13]

No estudo da presente dissertação este efeito será desprezado em ambos os métodos construtivos sendo sempre considerada como secção resistente apenas o caixão (sem abas em consola).

3.7.3 DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO

Para a determinação da força de pré-esforço a aplicar nos cabos, a metodologia é a mesma que no método construtivo anterior:

- O diagrama de momentos fletores resultante da combinação característica de ações (Fig. 3.7 | 5)

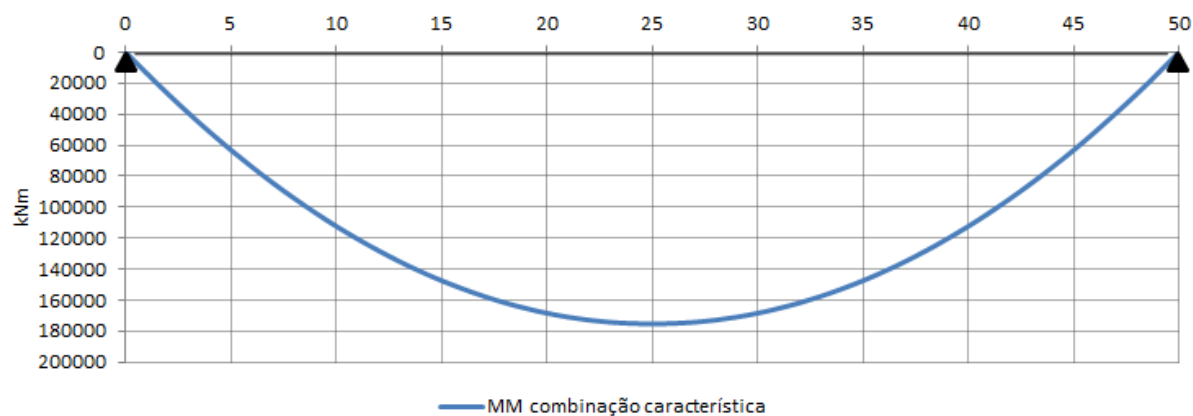


Fig. 3.7 | 5 – Diagrama de momentos da combinação característica de ações

$$M_{\max}^+ = 175265 \text{ kN.m}$$

- O traçado do cabo (Fig. 3.7 | 6)

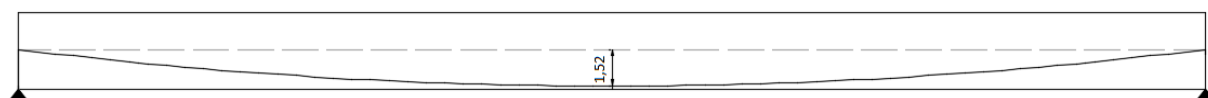


Fig. 3.7 | 6 – Traçado do cabo

O traçado do cabo (Fig. 3.7 | 7) foi materializado com recurso a uma única equação parabólica do tipo:

$$y = ax^2 \quad (3.32)$$

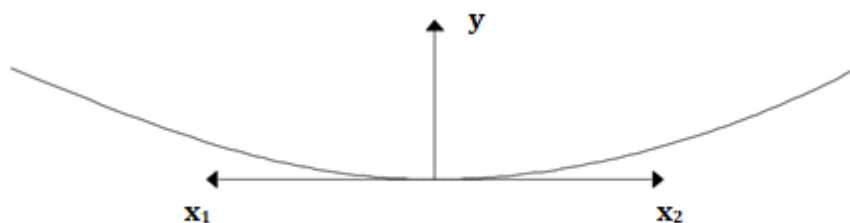


Fig. 3.7 | 7 – Equação do traçado

- As características da secção geométrica (Tabela 3. 18)

Tabela 3. 18 – Características da secção

A (m ²)	8,67
I (m ⁴)	13,21
y (m)	1,67
e (m)	1,52

Aplicando os valores obtidos à condição de descompressão obtém-se o seguinte valor de pré-esforço a tempo infinito:

$$P_{\infty} = 72056 \text{ kN } (M_{\text{Carac}}^+)$$

3.7.4 FASEAMENTO CONSTRUTIVO

O faseamento construtivo considerado no estudo deste método pretende apurar com mais clareza o modo como foi feita a ligação entre os elementos pré-fabricados da ponte Anita Garibaldi atendendo aos esforço de compressão e corte que se fazem sentir nas juntas. Para isso foi necessário conceber um outro modelo capaz de simular por meio de barras os efeitos pretendidos.

Assim sendo foram consideradas 5 fases:

• Fase 1

Na fase inicial as aduelas encontram-se todas suspensas por tirantes ligados à lançadeira (Fig. 3.7 | 8). No modelo, esses tirantes são simulados por barras de 5 m de comprimento e com uma secção de 0,566 m de diâmetro. Na modelação das barras em causa considerou-se que estas resistem unicamente à tração não sendo capazes de suportar esforços de compressão. Nesta fase instalam-se apenas esforços axiais equivalentes ao peso das aduelas nos tirantes de suspensão (Fig. 3.7 | 9).

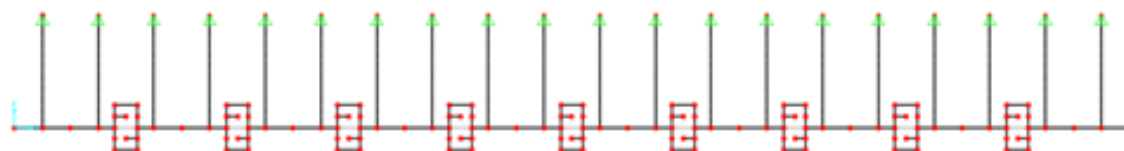


Fig. 3.7 | 8 – Modelo com pormenor de ligação nas juntas

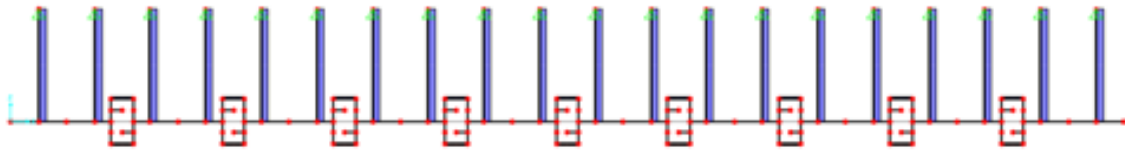


Fig. 3.7 | 9 – Esforços axiais fase 1

- **Fase 2**

Na fase 2 surgem os apoios de extremidade e os elementos que permitem simular o esforço de corte e axiais nas juntas de ligação entre as aduelas (Fig. 3.7 | 10). Na passagem da fase 1 para a fase 2 não ocorre qualquer alteração ao nível da deformada nem dos esforços que atuam na estrutura, sendo que as aduelas permanecem todas suspensas pelos tirantes.

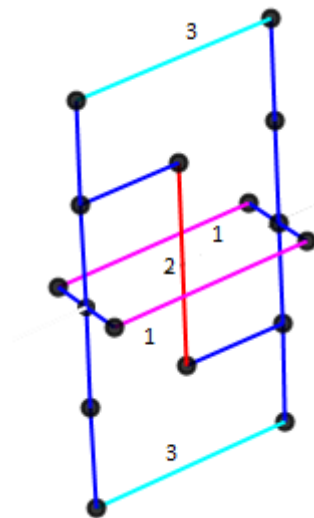


Fig. 3.7 | 10 – Ligação entre aduelas pré fabricadas

- 1 – Pré-esforço temporário de ligação
- 2 – Elemento de transmissão de esforços de corte
- 3 – Elementos de transmissão de esforço axial

- **Fase 3**

Na terceira fase procede-se à ativação do pré-esforço temporário. Para isso, aplica-se um encurtamento aos elementos numerados como 1 fazendo surgir nos elementos 3 esforços axiais de compressão (Fig. 3.7 | 11). Dividindo esses esforços pela área da secção é possível conhecer as tensões instaladas nas juntas. O valor do encurtamento introduzido nos elementos 1 teve em atenção os valores mínimos de

tensão de compressão que se devem verificar em juntas coladas com resina epoxy e que deve ser nunca inferior a 0,2 MPa [9]

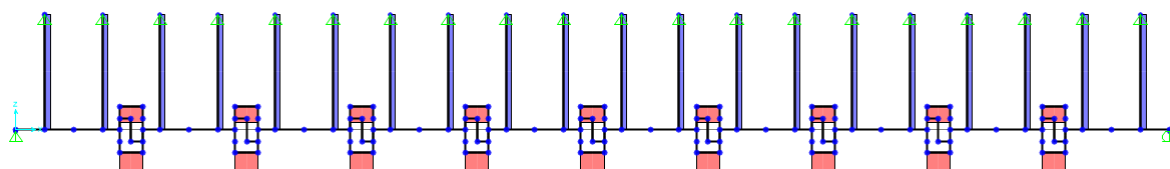


Fig. 3.7 | 11 – Esforços axiais na fase 3

- **Fase 4**

Após a ativação do pré-esforço que liga as aduelas umas às outras aplica-se o pré-esforço longitudinal, conferindo deste modo rigidez ao vão.

É nesta fase que se dá a transferência do peso das aduelas da lançadeira para os apoios, deixando de existir esforço axial nos tirantes de suspensão (Fig. 3.7 | 13). A quantidade de pré-esforço dimensionada foi a mesma que para a estrutura em serviço o que provoca uma deformação do vão que fica com a concavidade voltada para baixo (Fig. 3.7 | 12).

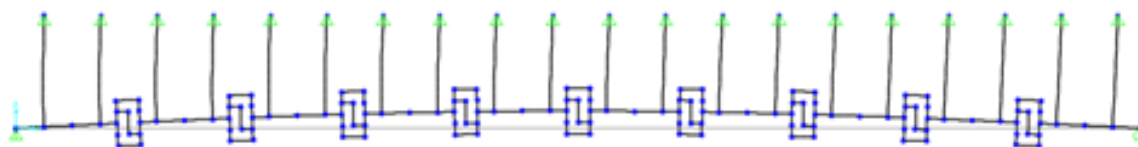


Fig. 3.7 | 12 – Deformada na fase 4

- **Fase 5**

Após a aplicação do pré-esforço longitudinal desativa-se o pré-esforço de ligação e removem-se os tirantes de suspensão. Como resultado, os esforços axiais de compressão nas juntas diminuem (Fig. 3.7 | 15), mantendo-se a mesma deformada (Fig. 3.7 | 14).

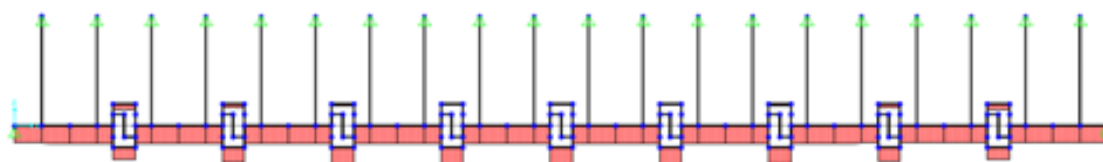


Fig. 3.7 | 13 – Esforços axiais na fase 4



Fig. 3.7 | 14 – Deformada na fase 5



Fig. 3.7 | 15 – Esforços axiais na fase 5

4. ANÁLISE DE RESULTADOS E CONCLUSÕES

4.1. CONSTRUÇÃO DE TRAMOS CONTÍNUOS COM CIMBRE AUTOLANÇÁVEL

Neste caso foram analisadas três fases distintas. A fase construtiva, onde serão verificadas as tensões que surgem ao longo de todo o processo construtivo. A fase de serviço a tempo inicial, uma vez que nesta altura surgem novas cargas. E a fase de serviço a tempo infinito onde será contabilizada a redistribuição de esforços devido à fluência.

4.1.1. FASE CONSTRUTIVA

4.1.1.1 Ações

As ações a consideradas nesta fase foram as seguintes:

- Peso Próprio do caixão
- Pré-esforço inicial P_0
- Cimbra
- Descimbramento

Nas Fig. 4.1 | 1 até Fig. 4.1 | 12 apresentam-se os diagramas de momentos fletores provocados por cada uma das ações isoladamente.

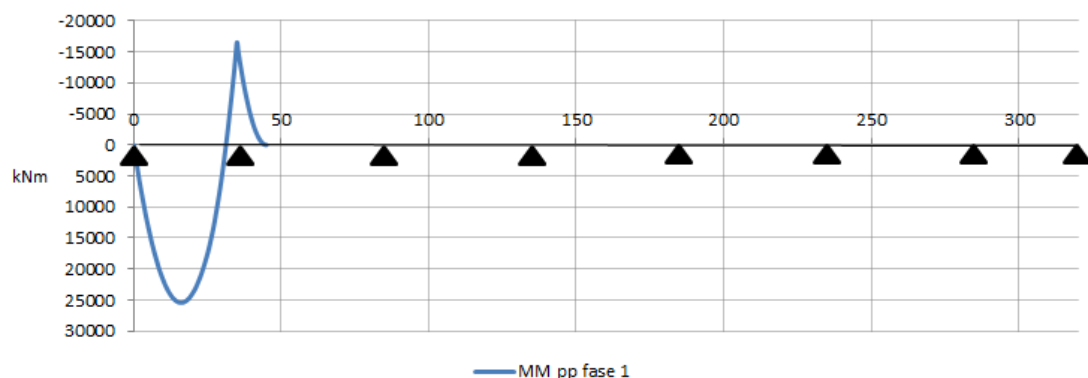


Fig. 4.1 | 1 – Diagrama de momentos do peso próprio na fase 1

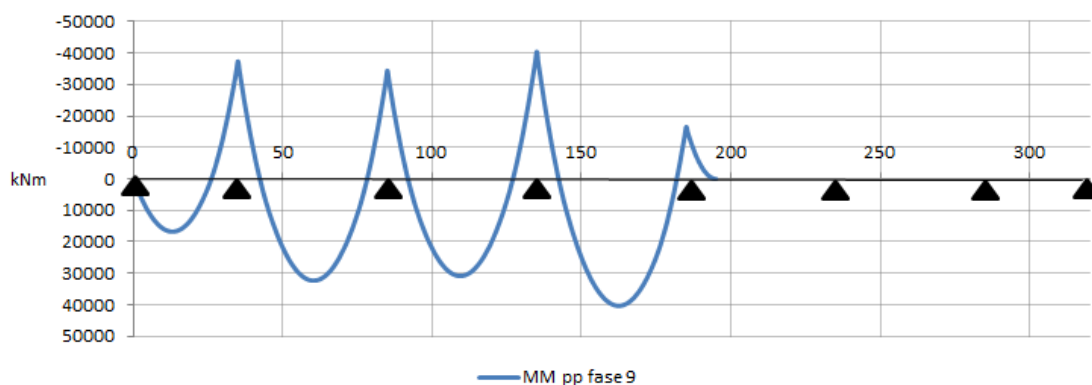


Fig. 4.1 | 2 – Diagrama de momentos do peso próprio na fase 9

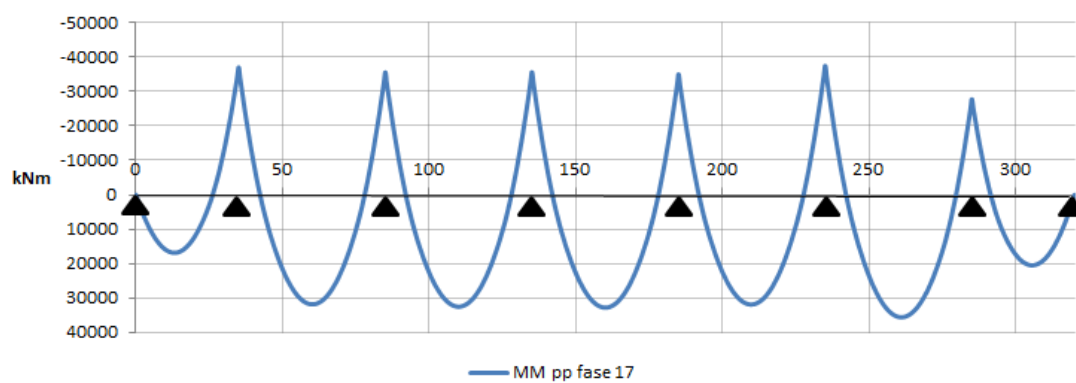


Fig. 4.1 | 3 – Diagrama de momentos do peso próprio na fase 17

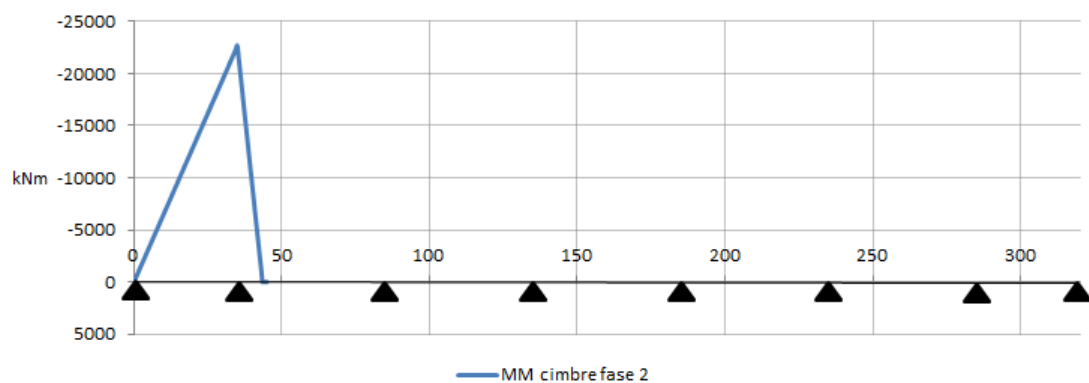


Fig. 4.1 | 4 – Diagrama de momentos do cimbra na fase 2

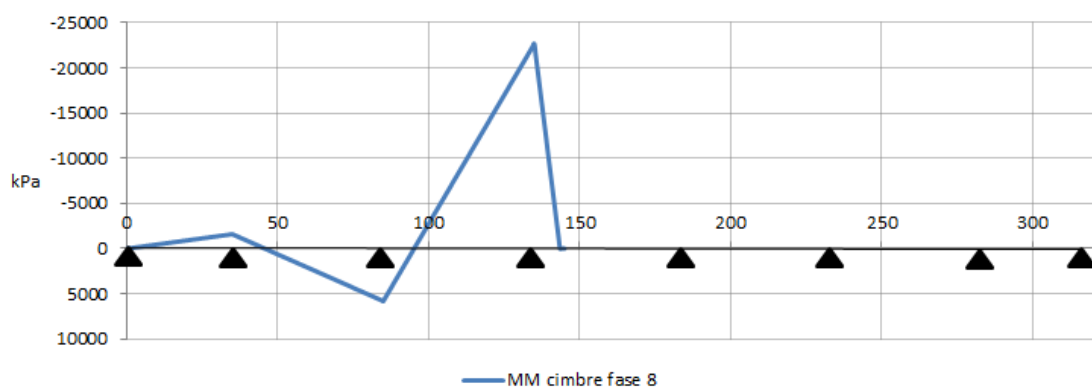


Fig. 4.1 | 5 – Diagrama de momentos do descimbramento na fase 8

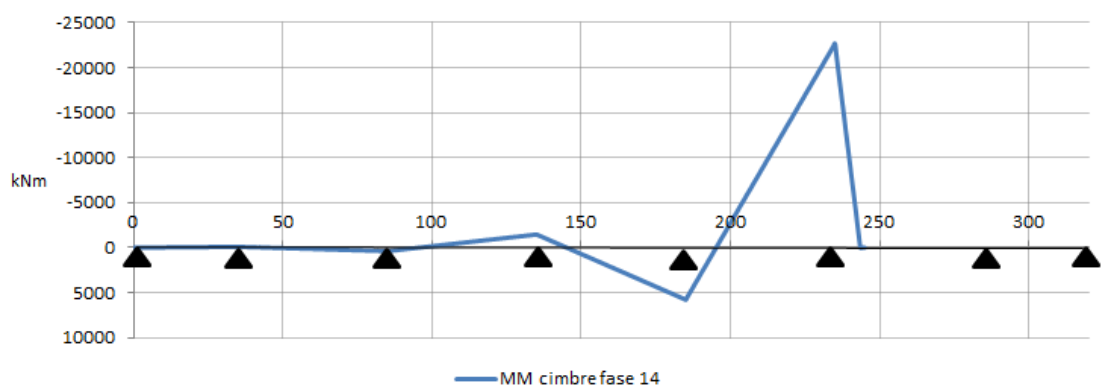


Fig. 4.1 | 6 – Diagrama de momentos do cimbra na fase 14

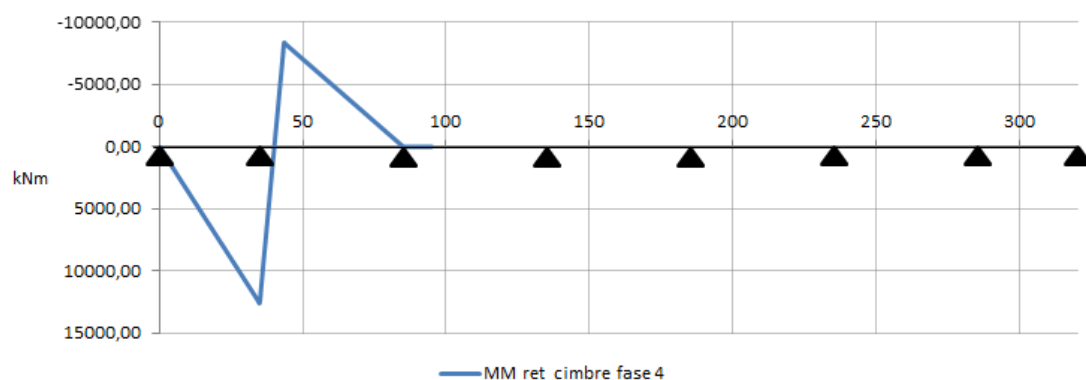


Fig. 4.1 | 7 - Diagrama de momentos do descimbramento na fase 4

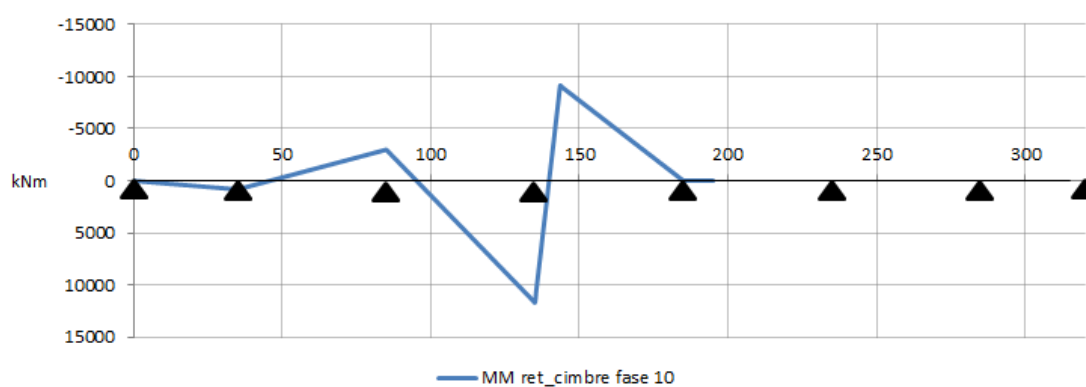


Fig. 4.1 | 8 – Diagrama de momentos do descimbramento na fase 10

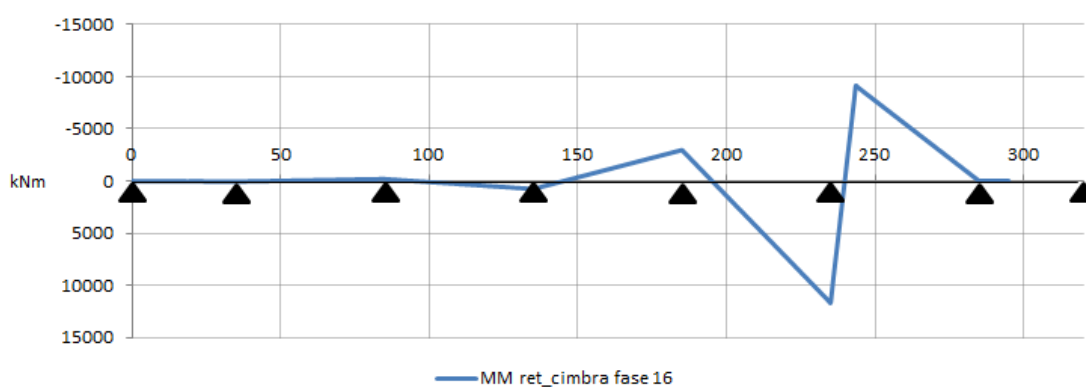


Fig. 4.1 | 9 – Diagrama de momentos do descimbramento na fase 16

Nas fig. 4.1 | 10 a 4.1 | 12 representa-se o momento fletor do pré-esforço no instante de esticamento, o momento fletor do pré-esforço após as perdas instantâneas e a diferença entre ambos, ou seja, o momento das perdas instantâneas.

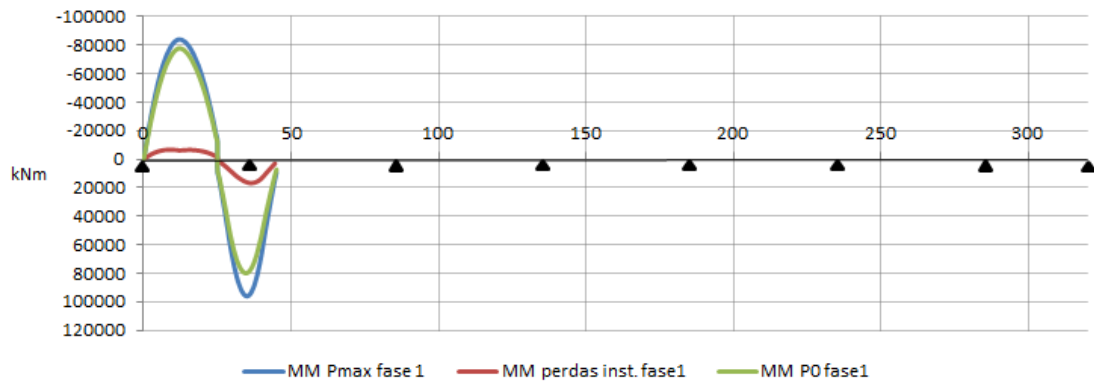


Fig. 4.1 | 10 – Diagrama de momentos do pré-esforço na fase 1

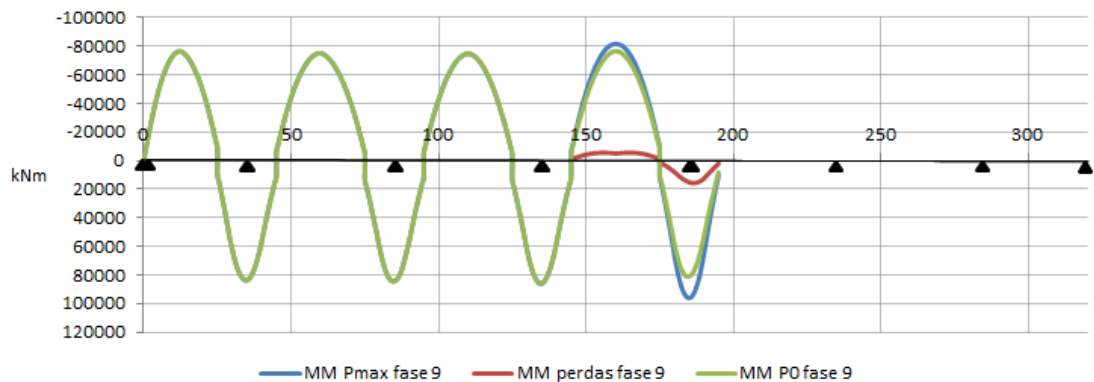


Fig. 4.1 | 11 – Diagrama de momentos do pré-esforço na fase 9

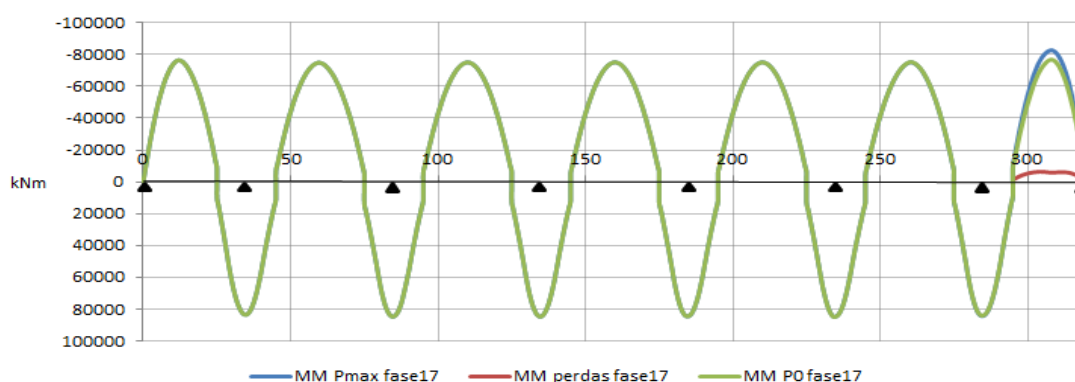


Fig. 4.1 | 12 – Diagrama de momentos do pré-esforço na fase 17

4.1.1.2 Verificação de segurança

Foram feitas as verificações de segurança em cada fase do processo construtivo da ponte (Fig. 4.1 | 13 – Fig. 4.1 | 16). Tal como já foi dito em 3.2.1 foi considerado o desenvolvimento das características de resistência do betão com o tempo. Por essa razão, nos diagramas referentes aos limites impostos pelo EC2 são visíveis diferentes patamares que resultam do facto dos vãos terem idades diferentes. Por economia de espaço serão aqui apresentadas apenas algumas das fases que o autor considera serem representativas e elucidativas daquilo que se pretende com o estudo desta dissertação. Em anexo podem ser consultadas as restantes fases.

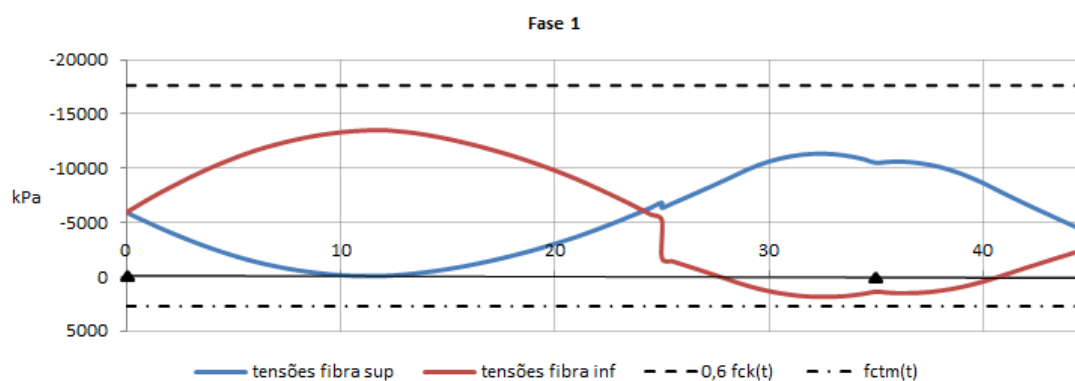


Fig. 4.1 | 13 – Diagrama de tensões na fase 1

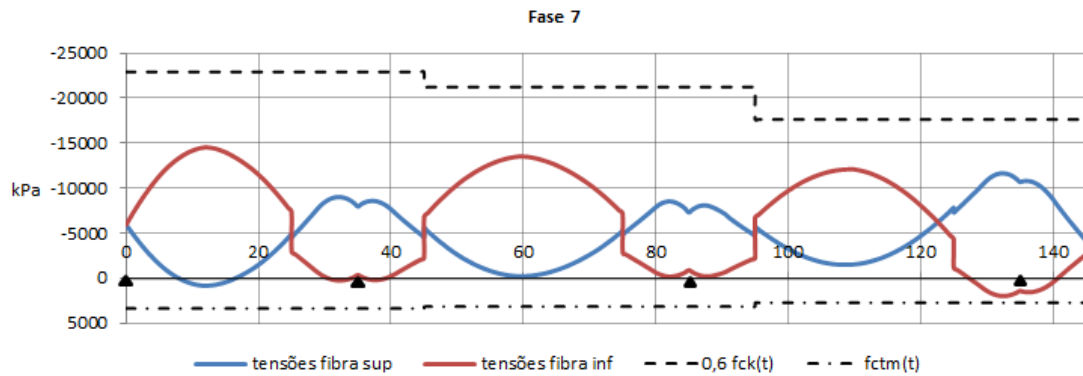


Fig. 4.1 | 14 – Diagrama de tensões na fase 7

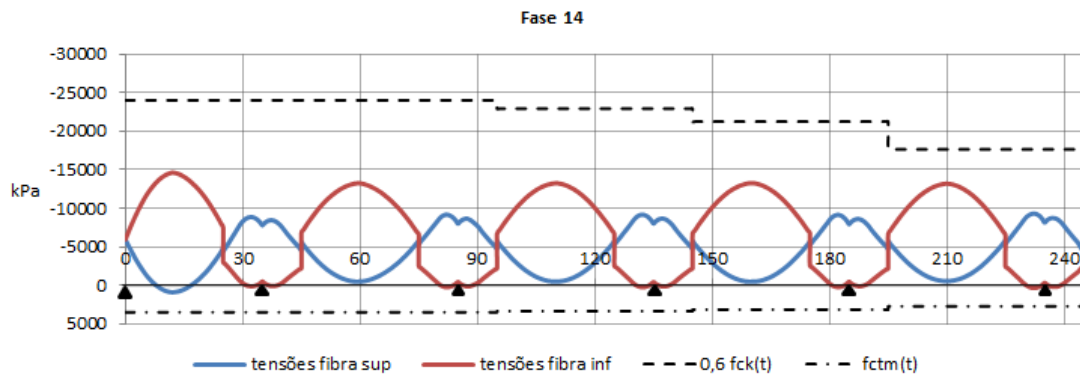


Fig. 4.1 | 15 – Diagrama de tensões na fase 14

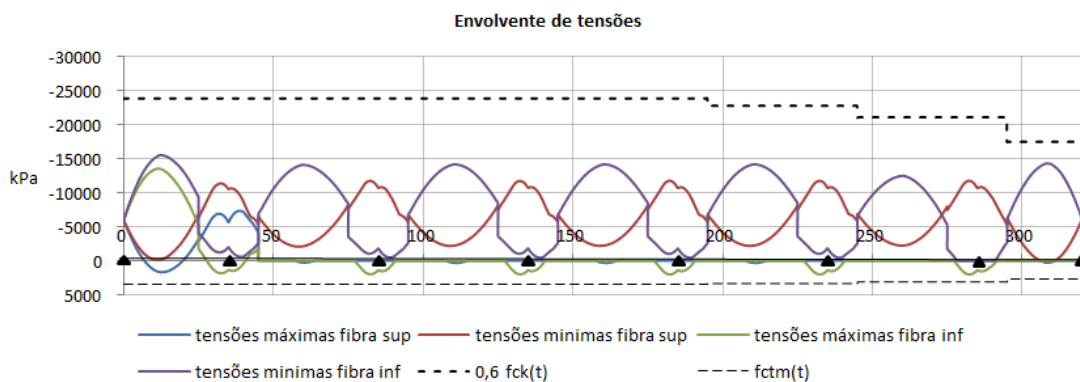


Fig. 4.1 | 16 – Diagrama da envolvente de tensões da fase construtiva

4.1.2. FASE DE SERVIÇO T_0

Na fase de serviço a tempo inicial considera-se que a ponte ainda não terá sido inaugurada sendo que por essa razão a ação das sobrecargas rodoviárias não é tida em conta.

4.1.2.1 Ações

No estudo da fase em que a ponte entra em serviço devem ser tidas em conta as seguintes ações:

- Peso próprio caixão e consolas
- RCP
- Cimbra e retirada do Cimbra
- Pré-esforço inicial P_0

Nesta fase, a ponte já se encontra totalmente construída pelo que só é necessário conhecer os esforços a que a estrutura se encontra submetida no final da construção (Fig. 4.1 | 17 – Fig. 4.1 | 20):

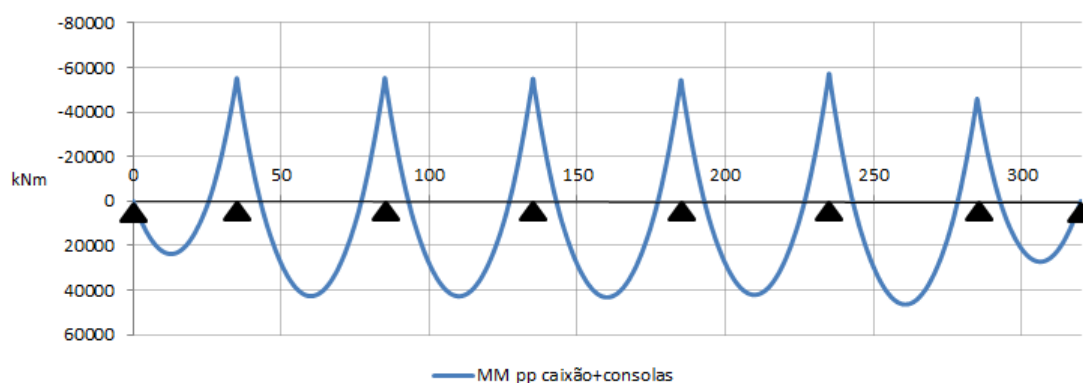


Fig. 4.1 | 17 – Diagrama de momentos do peso próprio no final da construção

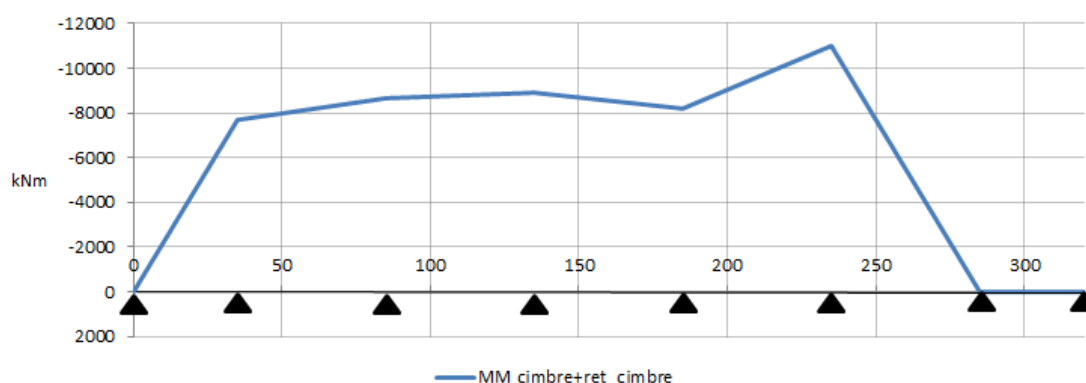


Fig. 4.1 | 18 – Diagrama de momentos do equipamento construtivo no final da construção

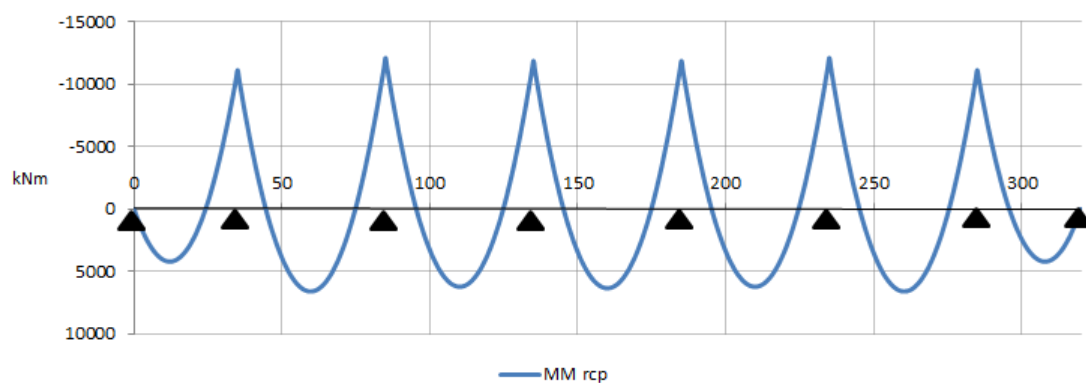


Fig. 4.1 | 19 – Diagrama de momentos das restantes cargas permanentes

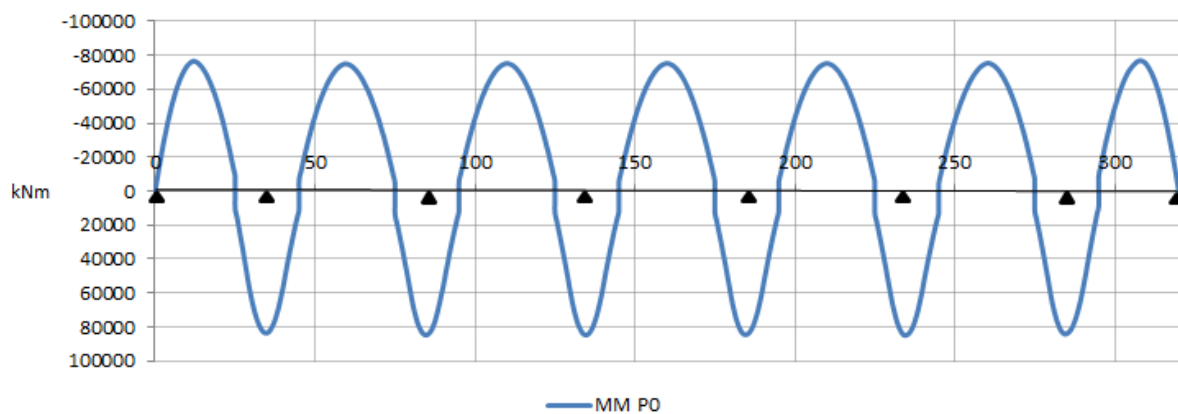


Fig. 4.1 | 20 – Diagrama de momentos do pré-esforço no final da construção

4.1.2.2 Verificação de segurança

Nesta fase, como não existem ações variáveis, as combinações de utilização não se distinguem (Fig. 4.1 | 21).

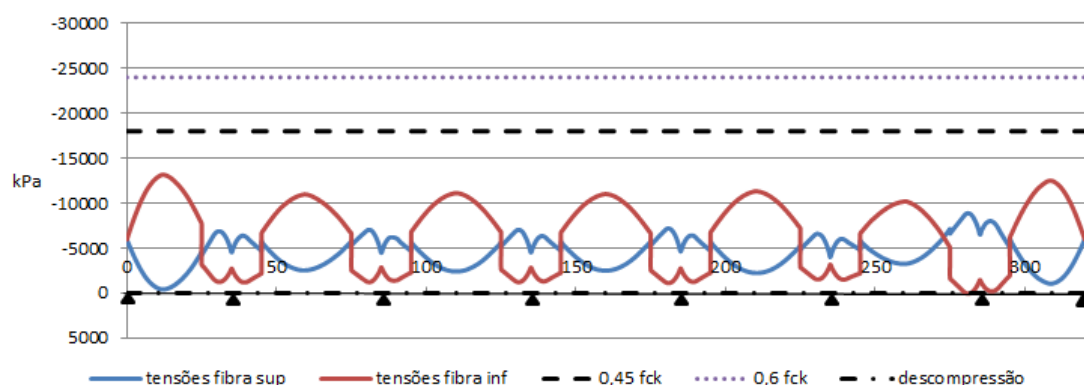


Fig. 4.1 | 21 – Diagrama de tensões na fase inicial de serviço

4.1.3 FASE DE SERVIÇO T_{∞}

4.1.3.1 Ações

A tempo infinito, as ações consideradas foram as seguintes:

- Peso próprio caixão e consolas
- Címbre e retirada do Címbre
- Pré-esforço a tempo infinito P_{∞}
- RCP
- Sobrecarga Rodoviária

Os esforços das ações permanentes nesta fase, em relação àsquelas que se verificam na fase de serviço em t_0 , sofrem uma redistribuição devida à fluência (Fig. 4.1 | 22 – Fig. 4.1 | 24).

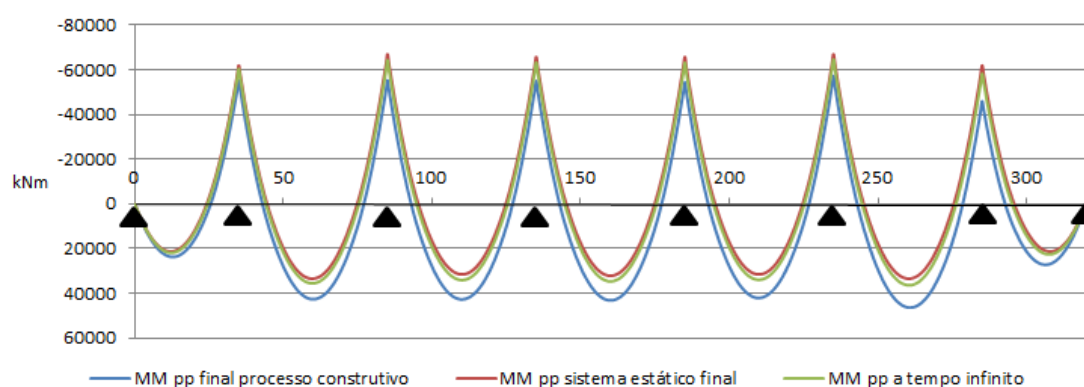


Fig. 4.1 | 22 – Diagrama de momentos do peso próprio com redistribuição de esforços

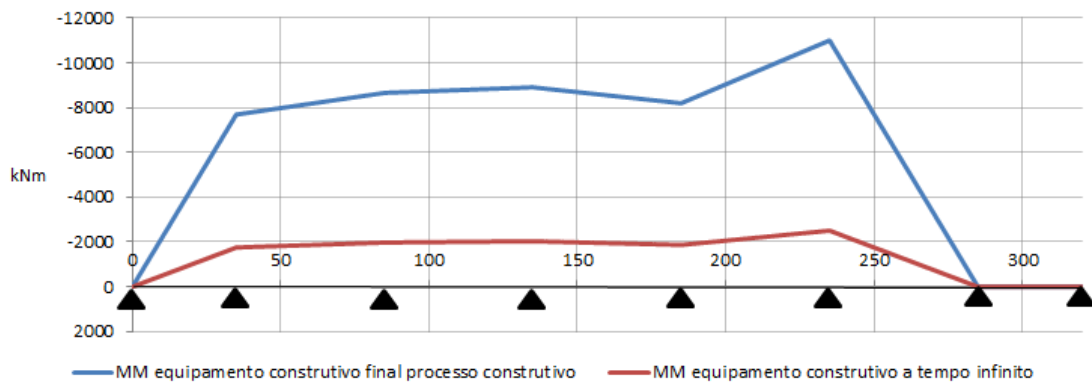


Fig. 4.1 | 23 – Diagrama de momentos do equipamento construtivo com redistribuição de esforços

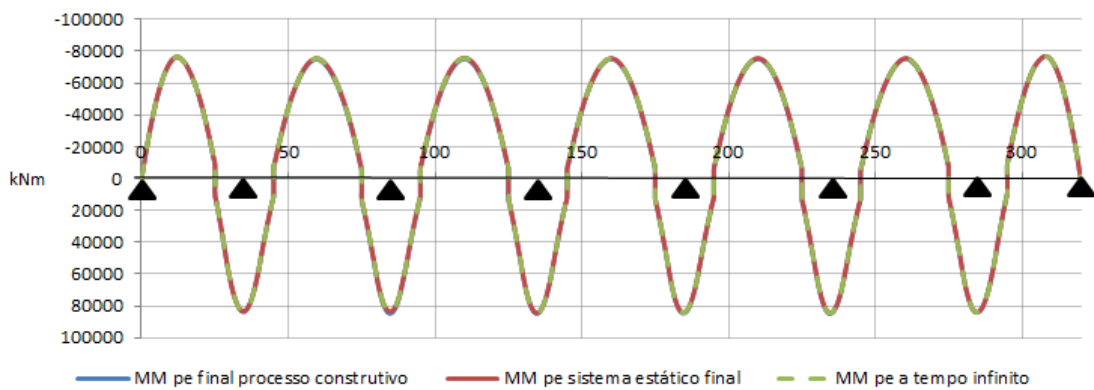


Fig. 4.1 | 24 – Diagrama de momentos do pré-esforço inicial com redistribuição de esforços

A diferença entre os esforços provocados pelo pré-esforço no final do processo construtivo e no sistema estático final é muito pequena, da ordem do 1%, pelo que graficamente estes se sobrepõem.

Na Fig. 4.1 | 25 representa-se o momento das perdas diferidas que resulta da diferença entre o momento do pré-esforço inicial (após perdas imediatas) e o pré-esforço a incluído as perdas diferidas.

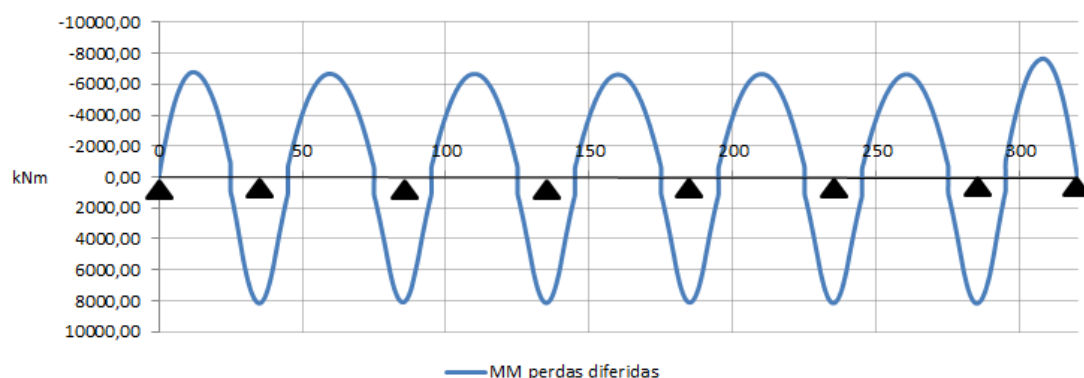


Fig. 4.1 | 25 – Diagrama de momentos das perdas diferidas

As perdas diferidas ocorrem apenas após o final da construção pelo que, a redistribuição de esforço foi considerada só para o pré-esforço inicial (Fig. 4.1 | 26).

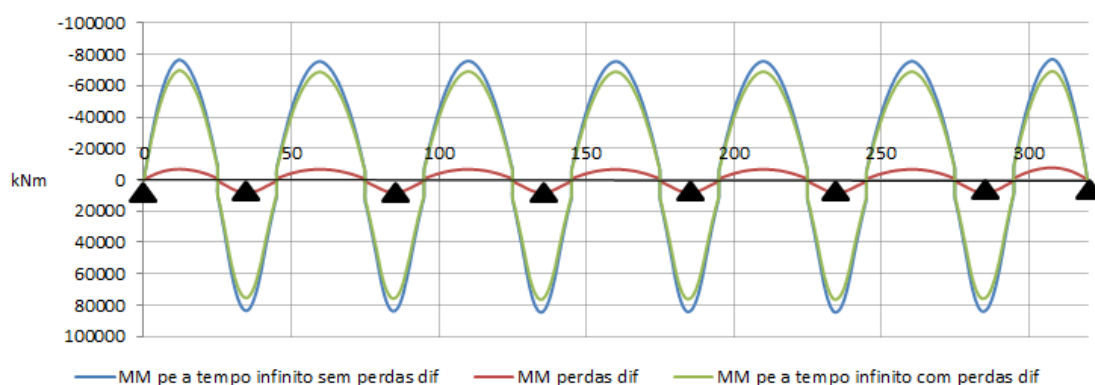


Fig. 4.1 | 26 – Diagrama de momentos do pré-esforço final

As restantes cargas permanentes e as sobrecargas, à semelhança das perdas diferidas, são aplicadas apenas após o final do processo construtivo. Por essa razão nos esforços provocados por estas ações não ocorre redistribuição (Fig. 4.1 | 27 – Fig. 4.1 | 30).

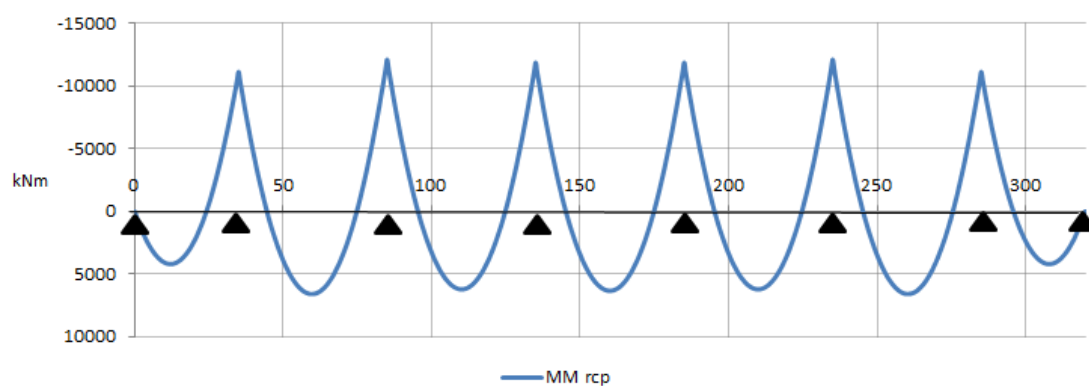


Fig. 4.1 | 27 – Diagrama de momentos das restantes cargas permanentes

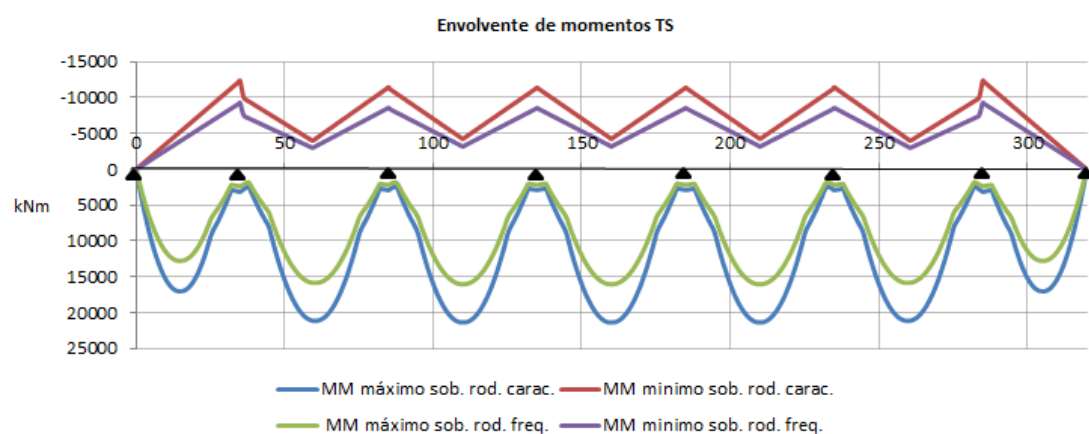


Fig. 4.1 | 28 – Envoltura do diagrama de momentos do TS da sob. rod.

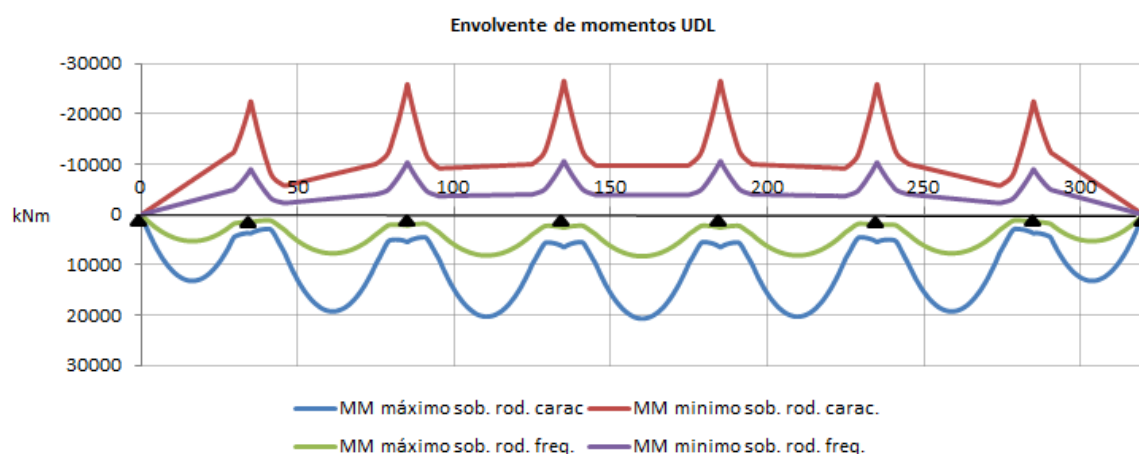


Fig. 4.1 | 29 – Envoltura do diagrama de momentos da UDL da sob. rod.

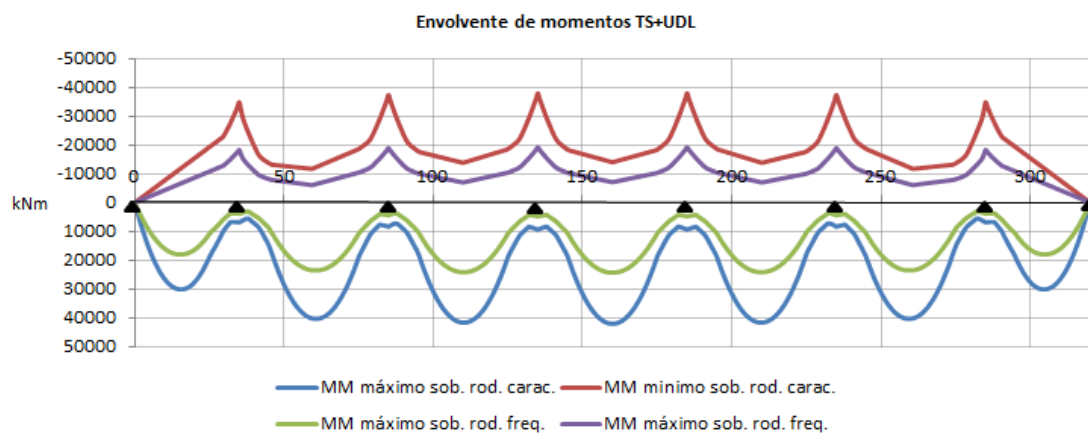


Fig. 4.1 | 30 – Envelope do diagrama de momentos da TS+UDL da sob. rod.

4.1.3.2 Verificação de segurança

Nas Fig. 4.1 | 31 e Fig. 4.1 | 32 demonstram-se as verificações feitas nesta fase de vida da ponte.

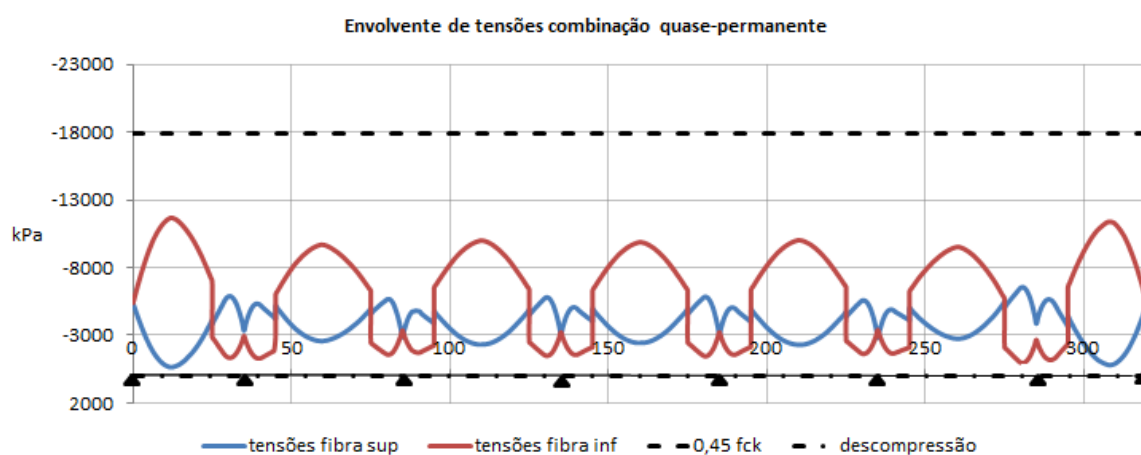


Fig. 4.1 | 31 – Envelope do diagrama de tensões da combinação quase-permanente

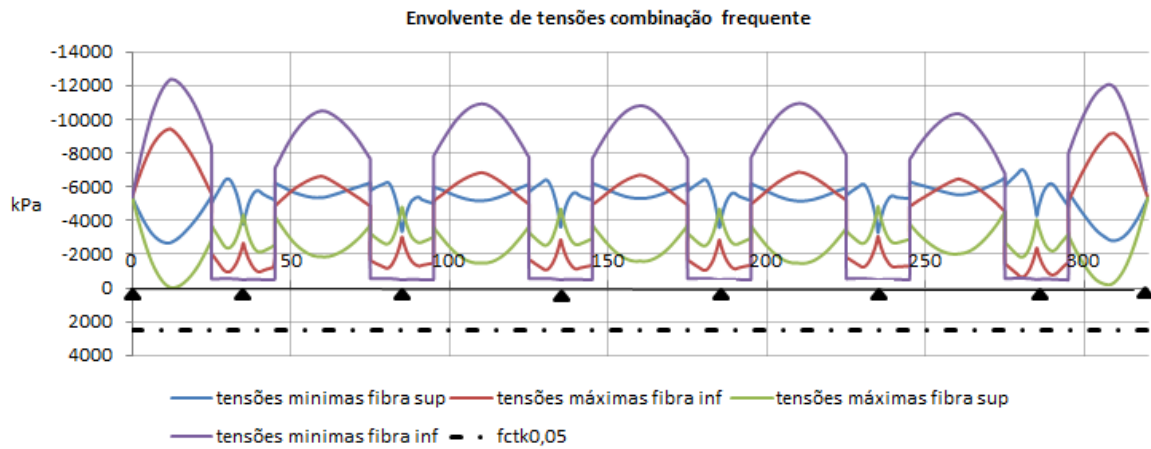


Fig. 4.1 | 32 – Envelope do diagrama de tensões da combinação frequente

4.1.4. CONSUMO DE PRÉ-ESFORÇO

No capítulo anterior calculou-se que a tempo infinito a força de pré-esforço deveria ser:

$$P_{\infty} = 33006 \text{ kN}$$

Considerando uma percentagem de perdas diferidas de 14% e perdas instantâneas de 10% (valores bibliográficos [19]), obtém-se para o pré-esforço a tempo inicial P_0 e para o pré-esforço no instante de esticamento P_{\max} os seguintes valores:

$$P_0 = 38449 \text{ kN}$$

$$P_{\max} = 42721 \text{ kN}$$

Remetendo para o subcapítulo 3.5.3 do trabalho, em que é estabelecida a tensão máxima que se pode aplicar à armadura de pré-esforço, conclui-se que:

$$A_p = \frac{42721}{1476 \times 10^{-3}} = 0,028944 \text{ m}^2$$

$$n^{\circ} \text{ de cordões} = \frac{0,028944}{0,000150} = 192,96 \rightarrow 193 \text{ cordões}$$

Tendo em conta a quantidade de cordões necessários, a solução utilizada no trabalho passa pela utilização de 8 cabos de 31 cordões:

$$A_p = 0,0372m^2$$

$$Peso\ total = 0,0372 \times 50,44 \times 7800 = 14635,7\ Kg$$

4.2. CONSTRUÇÃO TRAMO A TRAMO COM ADUELAS PRÉ-FABRICADAS

4.2.1. TENSÕES NAS JUNTAS DURANTE A FASE CONSTRUTIVA

Tendo em conta a descrição das fases de construção deste método feita no capítulo anterior, só é necessário verificar as tensões nas juntas durante as fases 4 e 5, fase de aplicação do pré-esforço longitudinal e fase em que se desativa o pré-esforço de ligação, respetivamente. Para além dessas verificações, serão também aqui apresentados histogramas dos esforços axiais nas barras de suspensão em cada fase, de modo a clarear em que altura ocorre a transferência do peso das aduelas pré-fabricadas das barras de suspensão para a ponte.

- Fase 1

O gráfico da Fig. 4.2 | 1, apresenta no seu eixo das abcissas o número da barra de suspensão (as barras são numeradas da esquerda para a direita) e no eixo das ordenadas pode ler-se o esforço axial sentido nas barras.

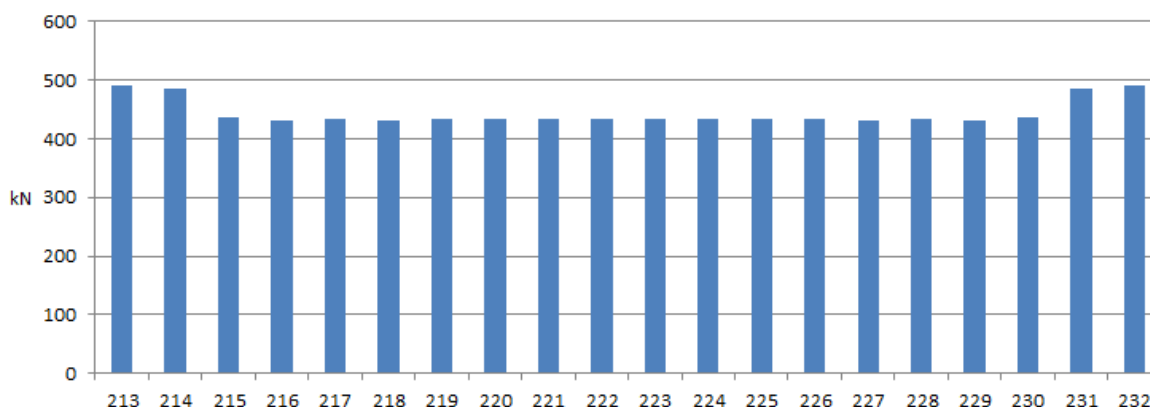


Fig. 4.2 | 1 – Histograma do esforço axial nas frames de suspensão, fase 1

Nas fases 2 e 3 que se seguem estes esforços não sofrem qualquer alteração.

- Fase 4

Conforme o dito anteriormente é nesta fase que o peso dos elementos se transfere das barras de suspensão para a ponte. Apenas as barras de extremidade continuam à tração porque nesta fase ainda suportam uma parte dos elementos correspondentes (Fig 4.2 | 2). Só na fase seguinte com a retirada de todas as barras de suspensão é que o peso total dos elementos passa a ser suportado pela ponte.

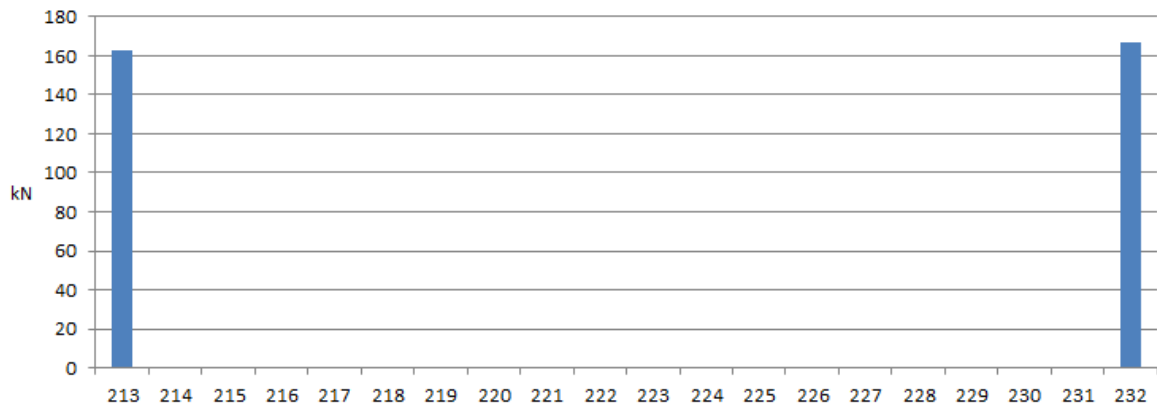


Fig 4.2 | 2 – Histograma do esforço axial nas barras de suspensão, fase 4

Na Fig. 4.2 | 3 apresentam-se os esforços axiais de compressão que se verificam nas juntas.

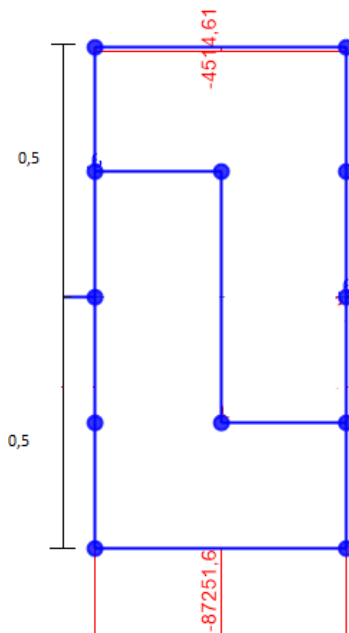


Fig. 4.2 | 3 – Esforços na junta de ligação de aduelas, fase 4

Tendo em conta os esforços, a distância das barras ao centro da junta e as dimensões da secção é possível conhecer as tensões que se instalam na fibra superior e inferior da secção nesta fase:

$$\sigma_{sup} = -5,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = -15,81 \text{ MPa}$$

Verifica-se o critério de tensão mínima a assegurar nas juntas de ligação na fase construtiva que impõe um limite mínimo de 0,5 Mpa de tensão de compressão.

- Fase 5

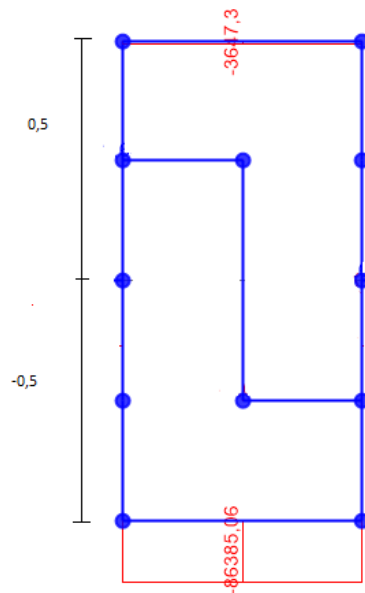


Fig. 4.2 | 4 – Esforços na junta de ligação de aduelas, fase 5

Nesta fase os esforços de compressão apresentam um decréscimo resultante da retirada do pré-esforço temporário.

$$\sigma_{sup} = -5,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = -15,61 \text{ MPa}$$

4.2.2. TENSÕES NO TABULEIRO

4.2.2.1 Ações

As ações a considerar neste método são:

- Peso próprio
- Pré-esforço
- RCP
- SOB rodoviárias

Em seguida ilustram-se, nas Fig. 4.2 | 5 até Fig. 4.2 | 10, os diagramas de momentos fletores provocados por cada uma das ações isoladamente para que se possam compreender os seus efeitos:

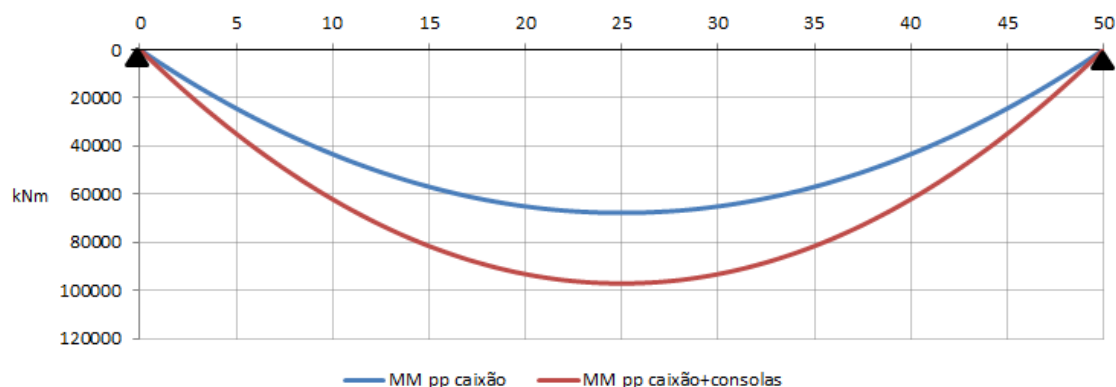


Fig. 4.2 | 5 – Diagrama de momentos do peso próprio

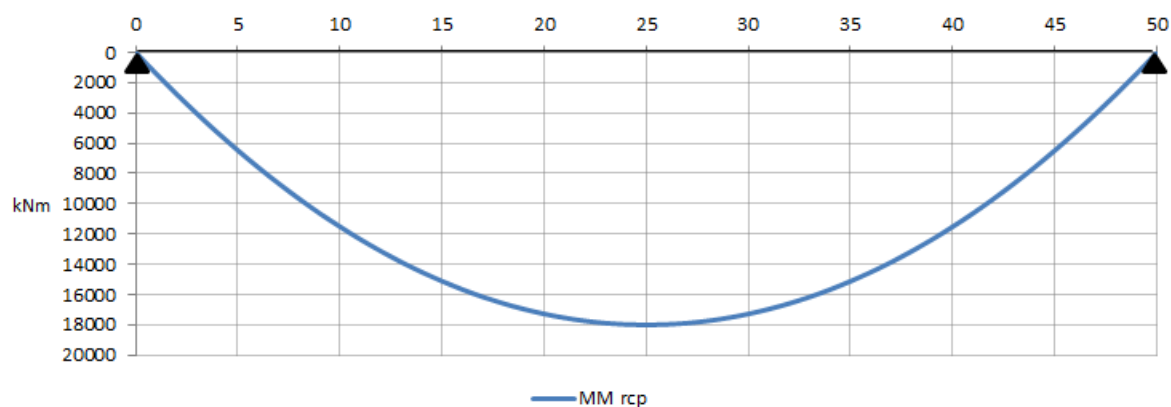


Fig. 4.2 | 6 – Diagrama de momentos das restantes cargas permanentes

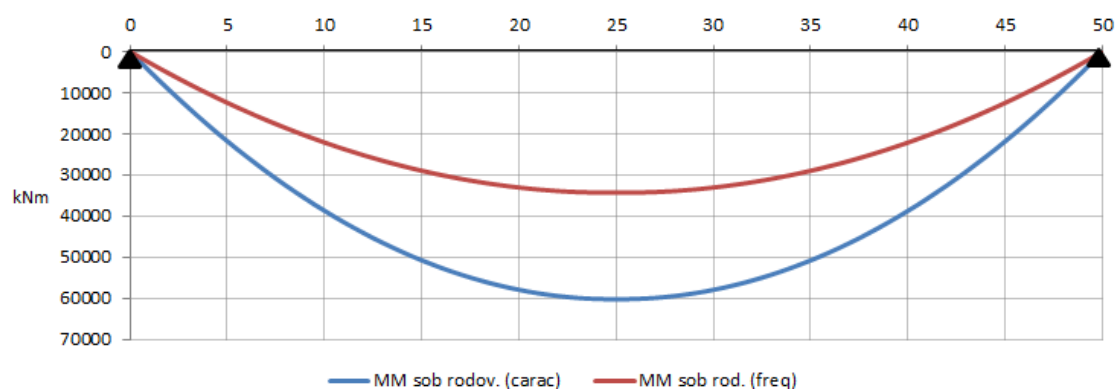


Fig. 4.2 | 7 – Diagramas de momentos da sobrecarga rodoviária

A diferença que surge entre os momentos da sobrecarga rodoviária dá-se devido aos coeficientes parciais relativos às combinações. Com efeito, o TS e a UDL, consoante a combinação de utilização que se esteja a utilizar, devem ser multiplicados por um factor Ψ (ver quadro 3.11).

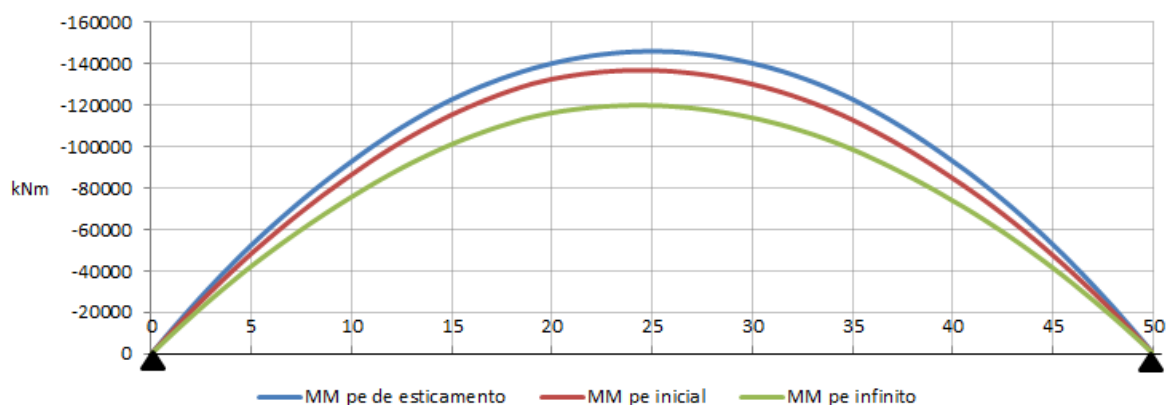


Fig. 4.2 | 8 – Diagramas de momentos do pré-esforço

A diferença entre os diagramas de momentos gerados pelo pré-esforço de esticamentos e pré-esforço inicial e entre os diagramas gerados pelo pré-esforço inicial e pré-esforço infinito surgem devido às perdas instantâneas e diferidas respetivamente.

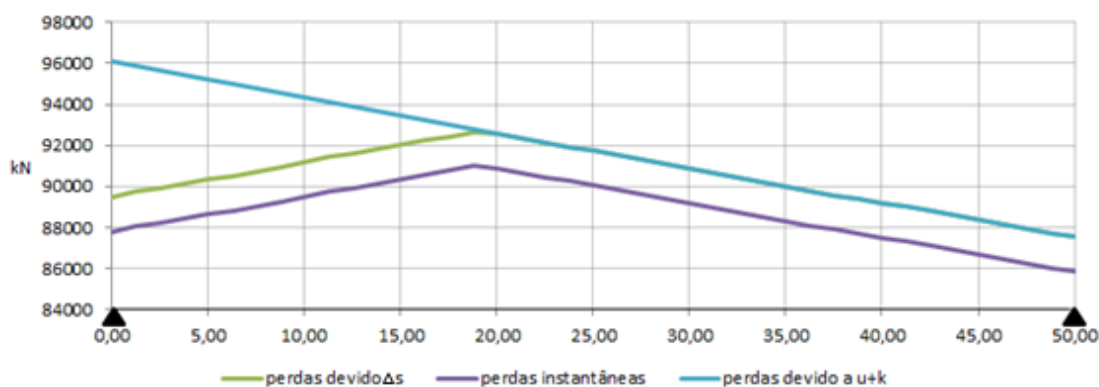


Fig. 4.2 | 9 – Diagramas de perdas instantâneas

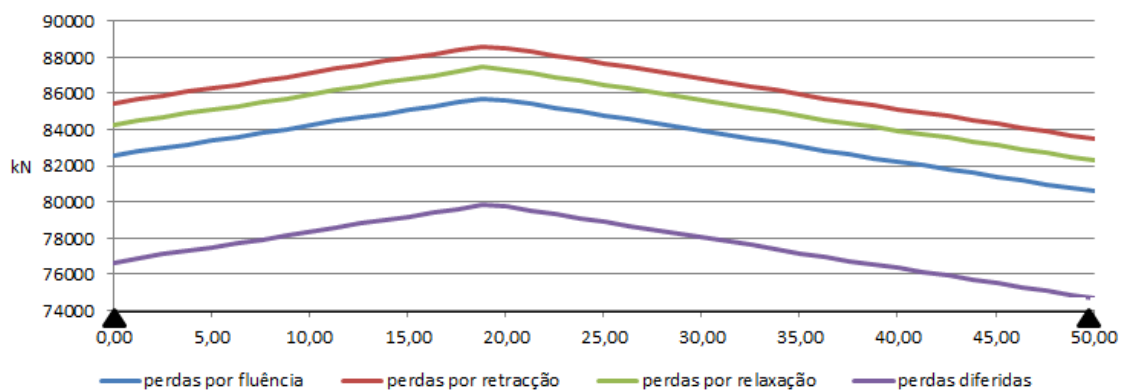


Fig. 4.2 | 10 – Diagramas de perdas diferidas

4.2.2.2 Verificações de segurança

A verificação de segurança fez-se (Fig. 4.2 | 11 - Fig. 4.2 | 15) tendo em conta as condições de carregamento que se verificam nas diferentes partes da vida da ponte.

- Fase Construtiva

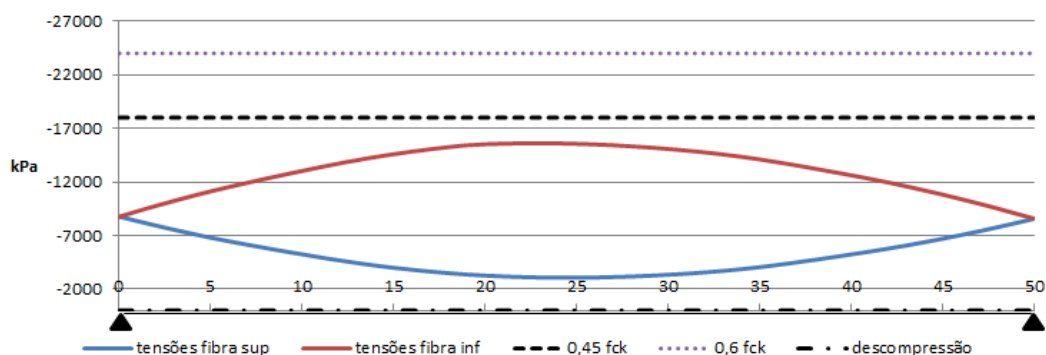


Fig. 4.2 | 11 – Diagramas de tensões da fase construtiva

- Fase de Serviço t_0

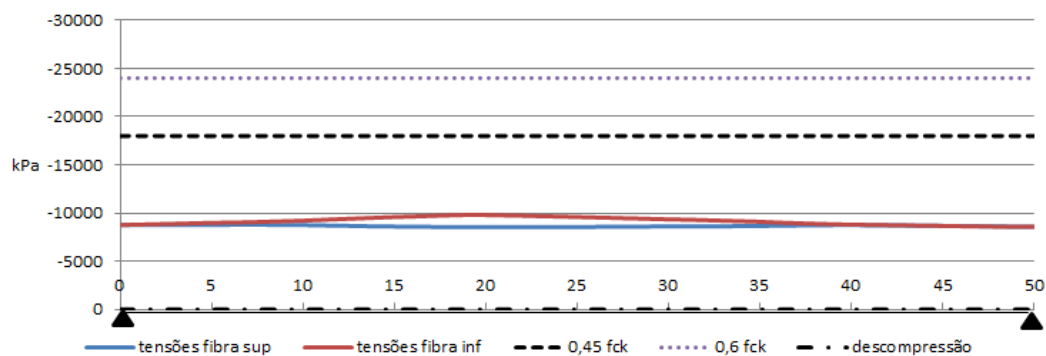


Fig. 4.2 | 12 – Diagrama de tensões da fase de serviço t_0

- Fase de Serviço t_∞

- Combinação Quase Permanente

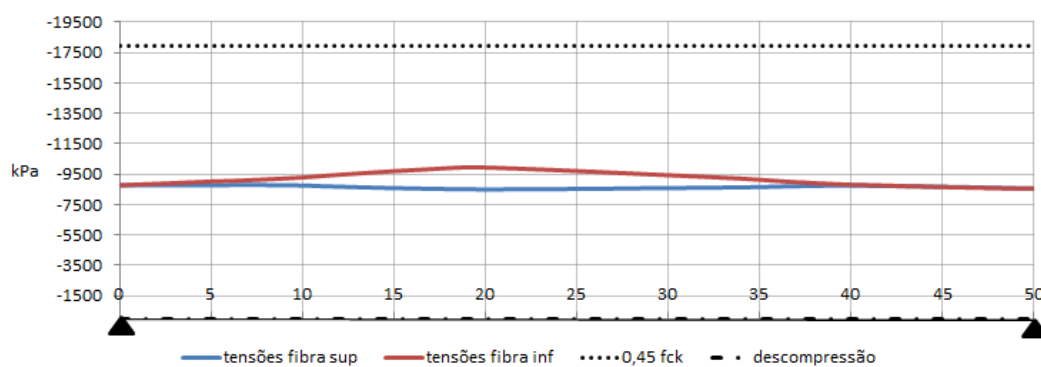


Fig. 4.2 | 13 – Diagrama de tensões da combinação quase permanente na fase de serviço t_∞

- Combinação Frequente

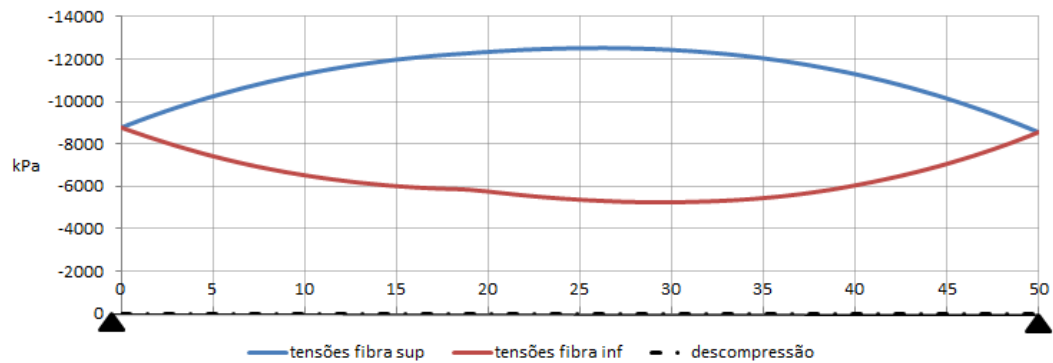


Fig. 4.2 | 14 – Diagrama de tensões da combinação frequente na fase de serviço t_{∞}

-Combinação Característica

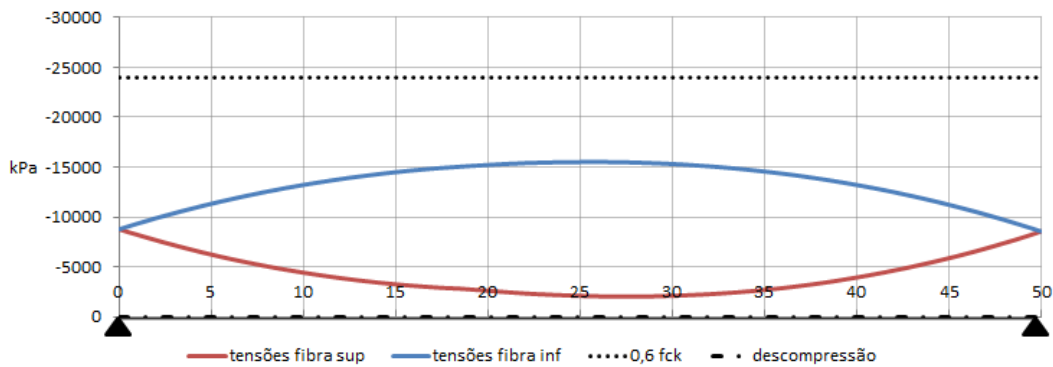


Fig. 4.2 | 15 – Diagrama de tensões da combinação característica na fase de serviço t_{∞}

4.2.2.3 Consumo de pré-esforço

No capítulo anterior calculou-se que a tempo infinito a força de pré-esforço deveria ser

$$P_{\infty} = 72056 \text{ kN}$$

Considerando os mesmos valores para as perdas de pré-esforço que no método construtivo com betonagem *in situ*, 14% de perdas diferidas e 10% de instantâneas, obtêm os seguintes resultados:

$$P_0 = 83786 \text{ kN}$$

$$P_{max} = 93096 \text{ kN}$$

Sendo a tensão máxima regulamentar na armadura de pré-esforço a que se encontra apresentada no subcapítulo 3.5.3, vem que:

$$A_p = \frac{93096}{1476 \times 10^3} = 0,063073m^2$$
$$n^o \text{ cordões} = \frac{0,063073}{0,000150} = 420,029 \rightarrow 421 \text{ cordões}$$

A solução de pré-esforço realizada neste trabalho materializa-se em 14 cabos de 31 cordões o que perfaz uma área e peso total de:

$$A_p = 0,0651m^2$$
$$Peso \text{ total} = 0,0651 \times 50,1231 \times 7800 = 25451,5 \text{ kg}$$

4.3. CONCLUSÕES

Neste capítulo o autor propõe-se tecer algumas considerações em jeito de conclusão sobre o consumo de pré-esforço para a solução com betonagem *in situ* e para a solução com elementos pré-fabricados, estabelecendo uma comparação entre ambos.

4.3.1 COMPARAÇÃO DO CONSUMO DE PRÉ-ESFORÇO

Os resultados do estudo permitem-nos equiparar os consumos de pré-esforço obtidos num e no outro método. Com efeito, tendo modelado a mesma ponte para o caso em que é construída com aduelas pré-fabricadas com recurso a lançadeira e em que é construída com betonagem *in situ* com recurso a cimbra autolancável, pode estabelecer-se uma comparação entre ambos.

Tal como foi dito na parte introdutória da presente dissertação, o confronto de consumos é apresentado em kg de aço por vão. Note-se que esta é apenas uma de muitas maneiras possíveis de estabelecer a comparação pretendida. Com efeito, poder-se-ia fazer a comparação em kg de aço por ml ou em kg de aço por m³ de betão, sendo que neste caso dever-se-ia fazer um estudo mais profundo relativamente ao dimensionamento da secção (procurando a sua otimização) na construção com betonagem *in situ*.

Para efeitos de comparação do rácio foi definido um valor base (1) para o método de construção com betonagem *in situ*. O valor do rácio apresentado para o método de construção com aduelas pré-fabricadas é definido por comparação com o valor base (Tabela 4. 1)

Tabela 4. 1 – Comparação dos consumos de pré-esforço

	CONSUMO DE PRÉ-ESFORÇO Kg/vão	RÁCIO DE PRÉ- ESFORÇO
Método construtivo com betonagem <i>in situ</i>	14636	1
Método construtivo com aduelas pré-fabricadas	25452	1,739

Conclui-se, portanto, que a construção com betonagem *in situ* recorrendo a um cimbra autolancável é mais vantajosa no que se refere à quantidade de pré-esforço utilizada, uma vez que para o dimensionamento de vãos com o mesmo comprimento o valor é menor. No subcapítulo seguinte serão apresentadas algumas considerações sobre o fundamento desta diferença de consumos.

Não sendo a análise económica do âmbito do presente estudo, enuncia-se apenas que segundo [11], a percentagem do custo total do tabuleiro correspondente ao pré-esforço é cerca de 11,2%. Este parágrafo insere-se na presente dissertação apenas para que o leitor tenha presente que um maior consumo de pré-esforço não significa necessariamente um maior custo no total da ponte, ainda que a sua influência não deva ser desprezada.

4.3.2 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Existem algumas considerações que podem ser tomadas relativamente à razão pela qual o consumo de pré-esforço na construção com aduelas pré-fabricadas seja muito superior ao método com betonagem *in situ*.

Em primeiro lugar surge o facto dos sistemas estruturais serem diferentes. Com efeito, na construção com aduelas pré-fabricadas considerou-se que não existe continuidade entre vãos ficando estes simplesmente apoiados. Este fator faz com que surjam momentos fletores positivos devido ao peso próprio a meio vão muito superiores àqueles que se registam caso exista continuidade, como no caso do método com betonagem *in situ*. Segundo [27] a utilização de um sistema estrutural com continuidade entre vãos pode fazer diminuir em cerca de 20% a quantidade de pré-esforço necessária relativamente a um sistema estrutural sem continuidade entre vãos.

Outra justificação reside no facto de os limites regulamentares de tensão, mais concretamente dos limites de tensão de tração, serem mais restritivos quando se constrói com aduelas pré-fabricadas do que com betonagem *in situ*. Com efeito, por serem mais exigentes no que toca à não existência de tração, o cumprimento das normas para a construção com segmentos pré-fabricados implica que a quantidade de pré-esforço seja maior. Importa aqui reforçar o que foi já referido no decorrer desta dissertação e que respeita ao facto de não ser possível a inserção de armadura ordinária entre juntas de ligação de elementos pré-fabricados, uma vez que é essa a razão que leva a que sejam necessários

limites mais restritivos. Em relação a esta diferença de critérios relativamente às tensões de tração num e no outro método, segundo [35] o impacto no consumo de pré-esforço pode ser cerca de 20% a 30%.

4.3.3 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O estudo aprofundado sobre uma matéria abre, quase invariavelmente, caminho a novas possibilidades de desenvolvimento que o complementem, aumentando a sua relevância. No caso do presente estudo, surgem como pertinentes algumas sugestões de desenvolvimentos futuros.

A comparação com outros métodos construtivos poderá revelar-se muito interessante. Com efeito, cada método construtivo tem as suas particularidades e por isso estabelecendo uma comparação que abranja mais métodos construtivos seria possível conhecer o impacto dessas particularidades no consumo de pré-esforço. Por exemplo, os métodos tratados no capítulo 2 da presente dissertação, construção por avanços sucessivos com elementos pré-fabricados e construção por avanços sucessivos com betonagem *in situ* têm a particularidade de os vãos serem construídos em consola, estabelecendo uma comparação entre estes métodos e os métodos tratados na presente dissertação seria possível conhecer o impacto desse modo de construção na quantidade de pré-esforço necessária para garantir o bom funcionamento do betão.

A mudança de sistema estrutural do método construtivo com elementos pré-fabricados também poderá ser de muito interesse pelo já enunciado nas considerações finais.

A consideração dos mesmos critérios limitativos para um e para o outro método também poderá dar azo a conclusões relevantes, uma vez que a comparação partiria de uma situação menos desigual, permitindo aferir a influência que a existência ou não de armadura ordinária nas juntas de ligação tem no consumo final de pré-esforço.

Por fim, seria também interessante fazer um estudo de comparação no qual fossem abordados mais critérios para além do consumo de aço de pré-esforço, a título de exemplo: o consumo de betão e a eficiência construtiva isto é, o tempo que demora construir o mesmo comprimento de ponte no caso da construção com betonagem *in situ* e da construção com aduelas pré-fabricadas.

BIBLIOGRAFIA

- [1] *Eurocódigo 0, Bases para o projecto de estruturas (EN 1990)*, Comité Europeu para a Normalização (CEN), 2009.
- [2] *Eurocode 0 – AnnexA2, application for bridges (EN 1990 – Annex A2)*, Comité Europeu para a Normalização (CEN), 2005.
- [3] *Eurocódigo 1, Ações em estruturas, parte 1-1 – Ações Gerais (EN 1991-1-1)* Comité Europeu para a Normalização (CEN), 2009.
- [4] *Eurocode 1, Actions on structures, part 2 – Traffic Loads on Bridges (EN 1991-2)* Comité Europeu para a Normalização (CEN), 2010.
- [5] *Eurocódigo 2, Projecto de estruturas de betão, parte 1-1 – Regras gerais e regras para edifícios (EN 1992-1-1)*, Comité Europeu para a Normalização (CEN), 2010.
- [6] *Eurocode 2, Design of concrete structures, part 2 – Concrete bridges – Design and detailing rules (EN 1992-2:2005)*, Comité Europeu para a Normalização (CEN), 2005.
- [7] Henriques, A., Pimentel, M., *Apontamentos de apoio às aulas da disciplina de Estruturas Pré-Esforçadas do Mestrado Integrado em Engenharia Civil da Universidade do Porto*, Porto, 2013.
- [8] Pacheco, P., Magalhães, F., *Apontamentos de apoio às aulas da disciplina de Pontes do Mestrado Integrado em Engenharia Civil da Universidade do Porto*. Porto, 2013.
- [9] Podolny, W., Jr., Ph.D., P.E., Muller J. M., *Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges*. John Wiley & Sons, Paris, 1982.
- [10] SETRA – Service d’Etudes techniques des routs et autoroutes, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*, 2003.
- [11] Menn, C., tradução Gauvreau, P., *Prestressed Concrete Bridges*. Birkhäuser Verlag AG Basel, Birkhäuser, 1990.
- [12] Tarrataca, T., J., S., *Construção de pontes com aduelas pré-fabricadas*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2009.
- [13] Lopes, F., D., C., C., *Comparação de consumos de pré-esforço em diferentes soluções construtivas de pontes pré-esforçadas de médio/grande vão*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2015.
- [14] Alves, G., C., *Determinação de esforços em tabuleiros de pontes de betão armado construídos tramo a tramo – Estudo de um caso concreto*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2009.
- [15] Morim, M., M., F., *Estudo do tabuleiro de um viaduto de betão pré-esforçado construído tramo a tramo com vão de 90m*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008.
- [16] Sousa, P., M., R., *Controlo geométrico de tabuleiros de pontes construídas tramo a tramo com aduelas (médio grande vão)*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2013.
- [17] Figueiras, J., A., *Verificação aos estados limites de utilização*, FEUP, 1997.
- [18] Pacheco, P., Resende, A., Coelho, H., *Achieving high productivity in bridge construction – the organic prestressing impact*. Canada, 2014.

- [19] Marchão, C., Appleton, J., *Apontamentos das aulas da disciplina de Betão Armado e Pré-esforçado II*. IST, Lisboa, 2005.
- [20] G. Lucko., *Chapter 4: The construction process of segmental bridges*. VirginiaTech, 1999.
- [21] Perdomo, M., G., *Estudio comparativo de puentes construidos por voladizos sucesivos*. Dissertação de Mestrado, Universidade politécnica da Catalunha, 2011.
- [22] Koseki, K., Breen, J., E. *Exploratory study of shear strength of joints for precast segmental bridges*. Texas State Department of Highway and Public Transportation, Texas, 1983.
- [23] Pacheco. P., *High speed railway bridge decks construction – Specific aspects and new solutions*. Faculdade de Engenharia, Porto, 2008.
- [24] Bastos, F., F., *Cimbre metálicos autolançáveis na construção de tabuleiros de pontes*. Dissertação de Mestrado, FCT, Lisboa, 2012.
- [25] Coutinho, J., S., *Apontamentos de apoio às aulas da disciplina de Materiais de construção I do Mestrado Integrado em Engenharia Civil da Universidade do Porto*. Porto, 2005.
- [26] FHWA – Federal Highway Administration, *Bridge Technology: Internal vs External Tendons*, 20012.
- [27] Benaim, R., *The design of prestressed concrete bridges – Concepts and Principals*, Taylor & Francis, Londres, 2008
- [28] VSL Post-Tensioning Solutions, VSL, França, 2013
- [29] *Precast concrete products – Bridge elements (BS EN 1505:2007+A1:2012)*, BSI, 2013.
- [30] Figueiredo, P., R., S., *Estudo dos efeitos hiperstáticos do pré-esforço – Aplicação ao caso do tabuleiro da ponte Infante D. Henrique*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2009.
- [31] André, A., Pacheco, P., Fonseca, A., A., *Pré-esforço orgânico – estudos sobre a aplicação de uma nova tecnologia*, Porto, 2013
- [32] Fernández, C., Manterola J., *Construcción de Puentes por Voladizos Sucesivos mediante Dovelas Prefabricadas*, Revista de obras Públicas número 3063, Julho 1970.
- [33] Mathivat, J., *The Cantilever Construction of Prestressed Concrete Bridges*, Chichester, 1983.
- [34] Pacheco, P., *Pré-Esforço Orgânico – Um exemplo de sistema efector*, Dissertação de Doutoramento, FEUP, 1999.
- [35] Leonhardt F., *Principios básicos da construção de pontes de concreto*, Vol. 6, Rio de Janeiro, Brasil, 1979.
- [36] <http://w3.ualg.pt/~aandre/Tecnologias%20de%20Constru%C3%A7%C3%A3oII/Pontes%20-%20Parte3.pdf>. Data de acesso: 18-06-2018
- [37] <http://www.civil.ist.utl.pt/~joaof/tc-cor/15%20Estruturas%20betonadas%20in%20situ%20-%20COR.pdf>. Data de acesso: 15-05-2018
- [38] https://www.google.pt/search?q=ponte+sobre+o+rio+peixe&source=lnms&tbn=isch&sa=X&ved=0ahUKEwitlae4l7XcAhVS6KQKHAMgAQMQ_AUICigB&biw=1078&bih=485#imgsrc=yxzOg4Pg4f0v4NM: Data de acesso: 17-05-2018
- [39] <https://structurae.info/ouvrages/pont-de-balduinstein>. Data de acesso: 17-05-2018

- [40] <http://www.crsic.cn/en/html/2014/01/409.html>. Data de acesso: 23-05-2018
- [41] https://www.google.pt/search?q=ponte+gateway&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwjc5tnwsrXcAhXUWsAKHUSnDCoQ_AUICygC&biw=1225&bih=551#imgdii=IaLi2vOnqleZWM:&imgsrc=HU7JPwDawN4VdM. Data de acesso: 24-05-2018
- [42] <https://www.ulmaconstruction.pt/pt-pt/projetos/pontes-viadutos/ponte-sobre-rio-dao-viseu-portugal>. Data de acesso: 24-05-2018
- [43] <https://www.google.pt/search?tbm=isch&q=Cimbre+ao+solo+utilizado+ba%C3%ADa+de+C%C3%A1diz,+Espanha&spell=1&sa=X&ved=0ahUKEwiYp8H1tLXcAhXJ2KQKHTtoBaUQBQgwKAA&biw=1225&bih=551&dpr=1.1#imgsrc=ix41XMGL04atTM>. Data de acesso: 27-05-2018
- [44] https://paginas.fe.up.pt/~projfeup/cd_2010_11/files/CIV217_relatorio.pdf. Data de acesso: 28-05-2018
- [45] <http://www.difemsa.com/>. Data de acesso: 28-05-2018
- [46] <http://www.talprojecto.pt/auxiliares.html>. Data de acesso: 29-05-2018
- [47] <http://www4.ac-nancy-metz.fr/lyc-emanuel-here-laxou/Lyce%20Emmanuel%20Here/CPGEATS/Doc%20GenieCivil/3%20-%20Les%20ponts%20construits%20par%20encorbellement.pdf>. Data de acesso: 03-06-2018
- [48] <http://www.huadacrane.com/precast-bridge-launching-equipment/overhead-segmental-launching-gantry.html>. Data de acesso: 05-06-2018
- [49] http://icdas.dk/viewpage.php?page_id=409. Data de acesso: 20-06-2018
- [50] <http://pwp.net.ipl.pt/dec.isel/ljacinto/ensino/bei/SegurancaEstrutural.pdf>. Data de acesso: 04-03-2018
- [51] <http://w3.ualg.pt/~aandre/Tecnologias%20de%20Constru%C3%A7%C3%A3oII/Pontes%20-%20Parte3.pdf>. Data de acesso: 18-07-2018

ANEXOS

A – 1 FASEAMENTO CONSTRUTIVO PARA O MÉTODO COM BETONAGEM *IN SIT*

Serão apresentadas aqui, nas fig. A.1 | 1 – fig. A.1 | 13, apenas as fases relativas à verificação de segurança durante o faseamento construtivo do método com betonagem *in situ* que não constam no capítulo 4.

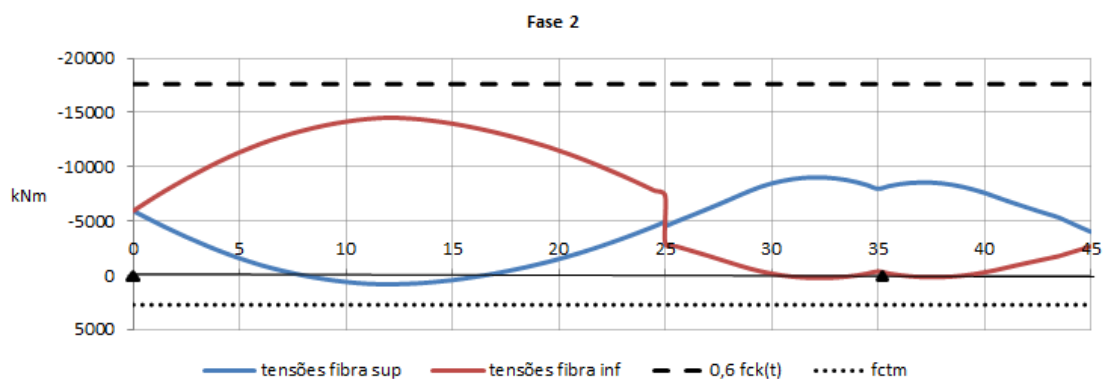


Fig. A.1 | 1 – Diagrama de tensões na fase 2

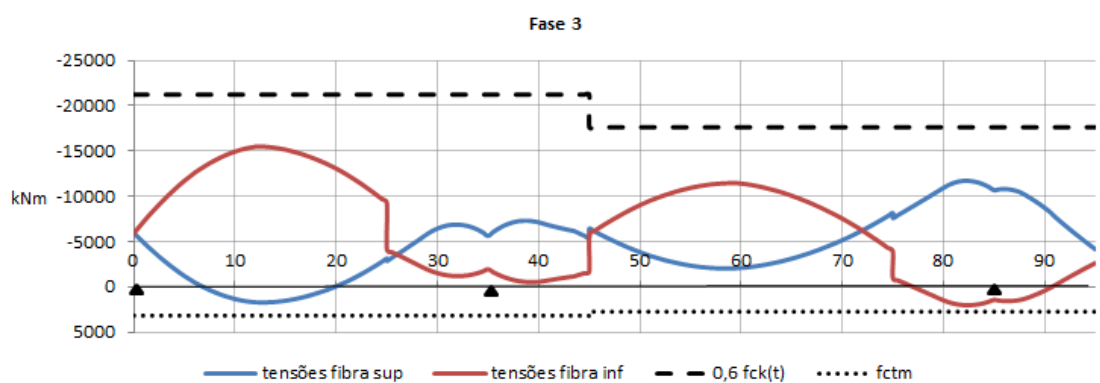


Fig. A.1 | 2 – Diagrama de tensões na fase 3

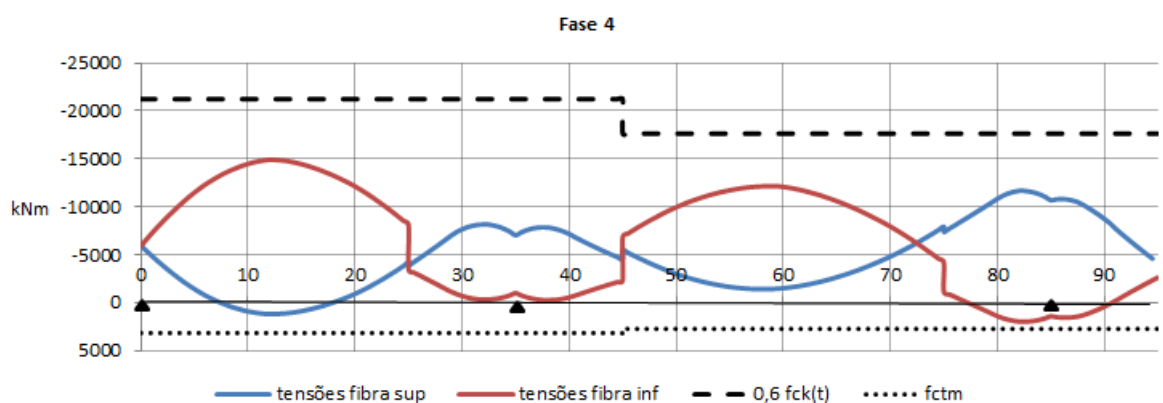


Fig. A.1 | 3 – Diagrama de tensões na fase 4

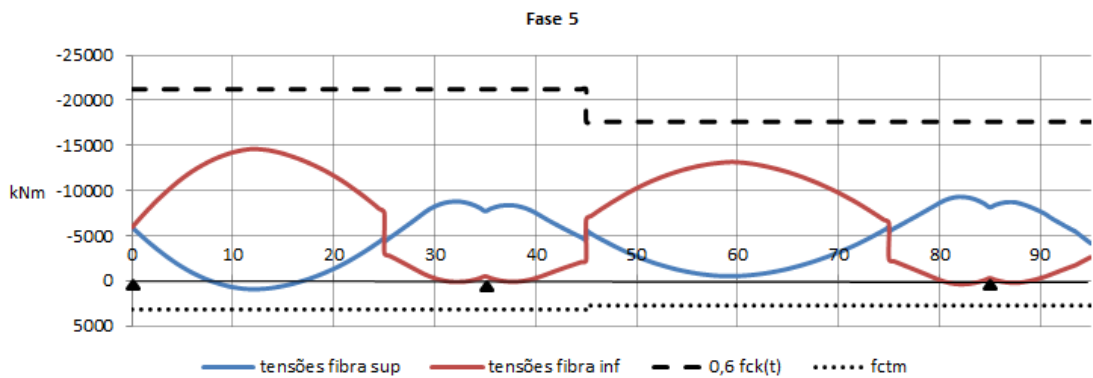


Fig. A.1 | 4 - Diagrama de tensões na fase 5

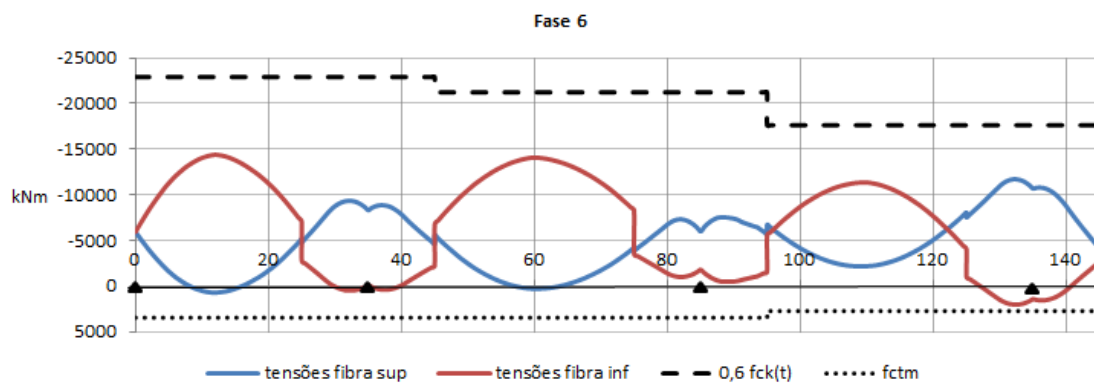


Fig. A.1 | 5 – Diagrama de tensões na fase 6

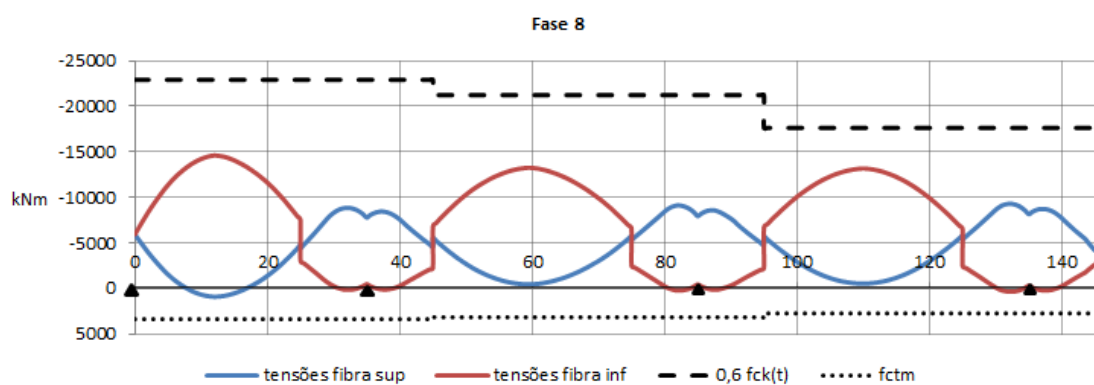


Fig. A.1 | 6 – Diagrama de tensões na fase 8

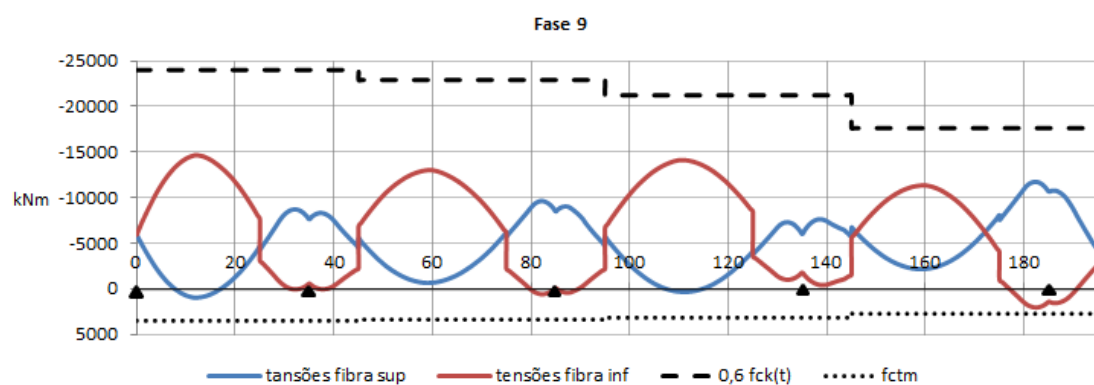


Fig. A.1 | 7 – Diagrama de tensões na fase 9

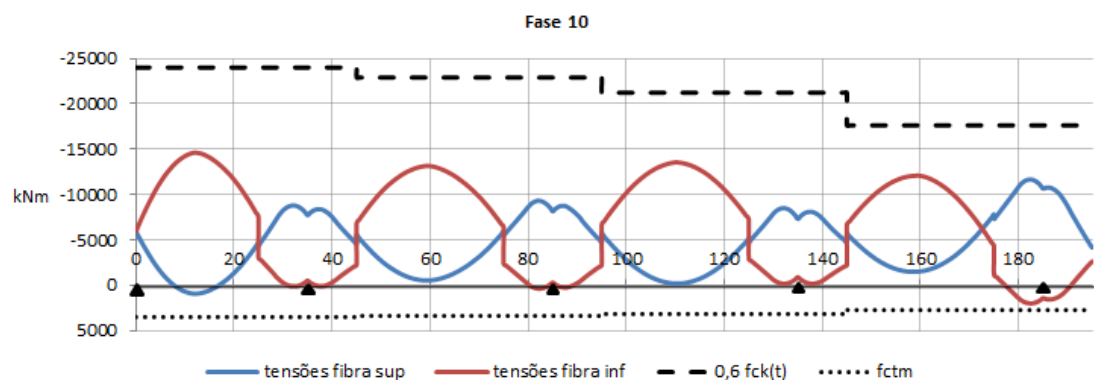


Fig. A.1 | 8 – Diagrama de tensões na fase 10

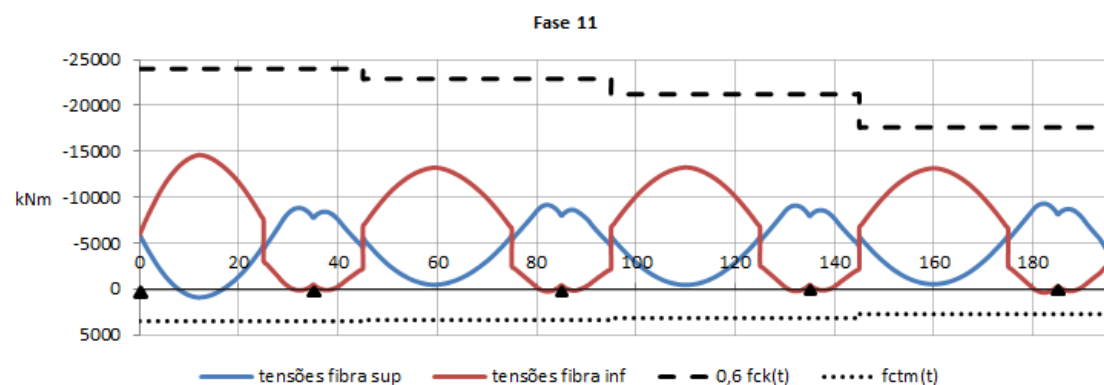


Fig. A.1 | 9 – Diagrama de tensões na fase 11

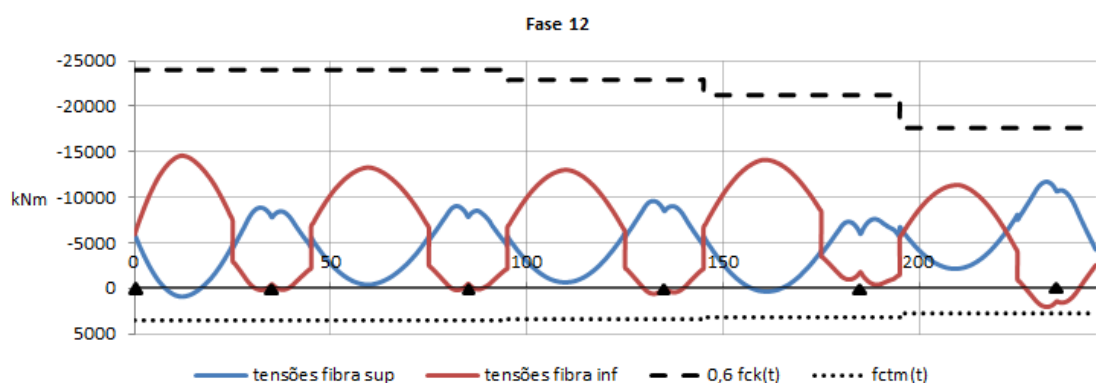


Fig. A.1 | 10 – Diagrama de tensões na fase 12

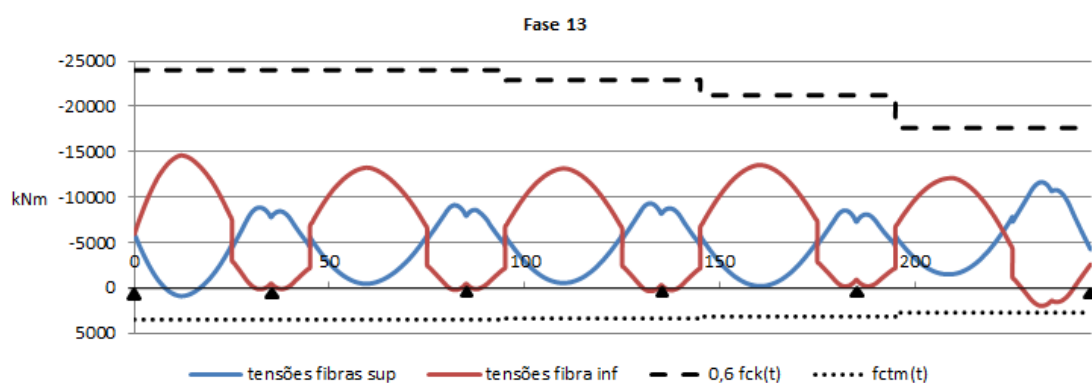


Fig. A.1 | 11 – Diagrama de tensões na fase 13

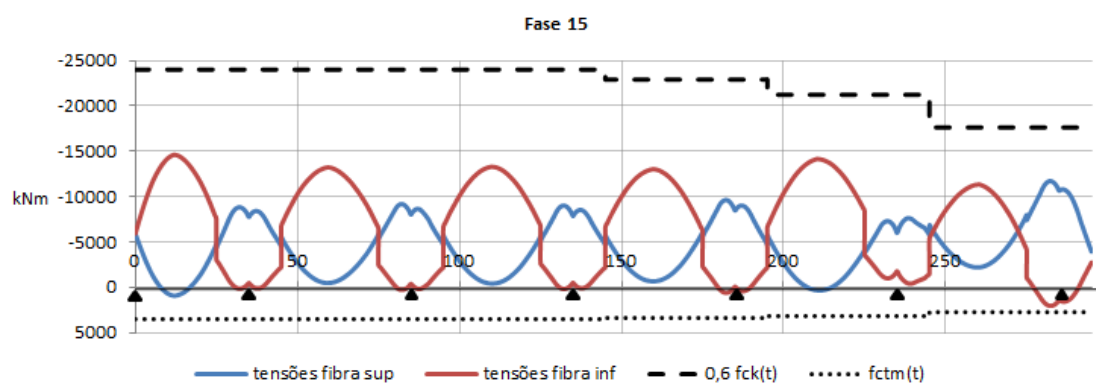


Fig. A.1 | 12 – Diagrama de tensões na fase 15

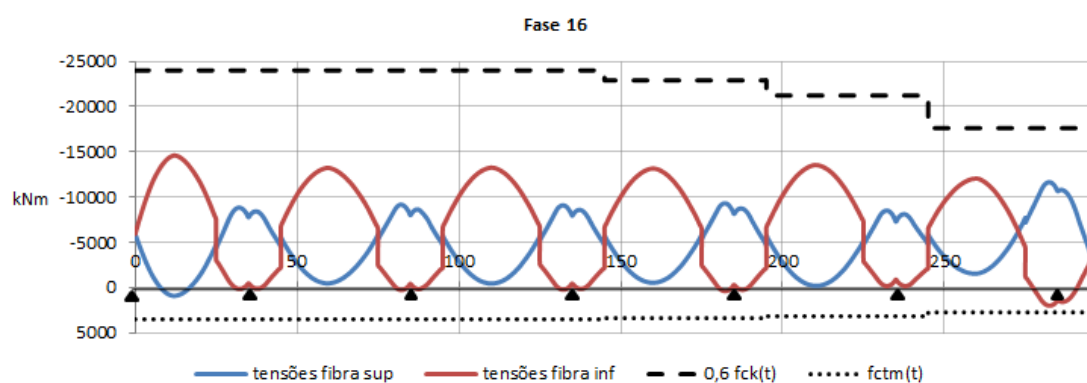


Fig. A.1 | 13 – Diagrama de tensões na fase 16